Deltares

Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur Groningen

Quick Scan naar de sterkte van de infrastructuur

ir. M. Korff PhD
dr. H.M.G. Kruse
ir. T.P. Stoutjesdijk
ir. J. Breedeveld
dr. G.A. van den Ham
dr.ir. P. Holscher
drs. G. de Lange
dr.ir. P. Meijers
ing. E. Vastenburg
T. Vermaas MSc
ir. M.A.T. Visschedijk

1208149-000

Deltares

Titel
Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur Groningen

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Ministerie van Economische Zaken t.a.v. drs. P. Jongerius	1208149-000	1208149-000-GEO-0006	87

Trefwoorden
aardbevingen, sterkte, gasnetwerk, waterkeringen, hoogspanningsnetwerk

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
01	juli 2013	ir. M. Korff e.a.		prof.ir. A.F. van Tol		ir. J. van Ruijven	
		zie voorzijde		drs. I.L. Ritsema			
				dr.ir. M. Van			
02	aug 2013	ir. M. Korff PhD e.a.	[paraaf]	drs. I.L. Ritsema	[paraaf]	ir. J. van Ruijven	[paraaf]
		zie voorzijde					

Status
definitief

Review
De Deltares review op het concept van dit rapport is uitgevoerd door prof. ir. A.F. van Tol in samenwerking met dr. ir. M. Van en drs. I.L. Ritsema. Met het KNMI (dr. B. Dost) is paragraaf 2.5 afgestemd en tevens heeft prof. P. Styles de inhoud van deze paragraaf gereviewed. Externe review heeft plaatsgevonden in de begeleidingscommissie en door de betrokken beheerders (Gasunie, Waterschappen Hunze en Aa's en Noorderzijlvest, Tennet). De definitieve versie is gecontroleerd door drs. I.L. Ritsema.

Inhoud

Bijlage(n)

Samenvatting Quick Scan Effecten geïnduceerde aardbevingen op kritische infrastructuur in Groningen

Inleiding

Het Ministerie van Economische zaken heeft Deltares gevraagd de risico's van geïnduceerde aardbevingen in het Groningenveld voor de kritische onderdelen van de infrastructuur (waterkeringen, het gastransportnetwerk en het hoogspanningsnetwerk) in beeld te brengen.

Voor de gegevens van de infrastructuur heeft Deltares gebruik gemaakt van de informatie van de beheerders van de infrastructuur (Rijkswaterstaat, waterschap Noorderzijlvest, waterschap Hunze en Aa's, Gasunie, Noordgastransport b.v., TenneT en de Veiligheidsregio). Een deel van de analyses voor de gevoeligheid voor geïnduceerde aardbevingen is in opdracht van Deltares uitgevoerd door TNO Bouw.

Bij het uitvoeren van de Quick Scan is op basis van beschikbare rekenmethoden voor de verschillende onderdelen van de infrastructuur bepaald welke (piek)grondversnelling aan de oppervlakte (uitgedrukt in g-niveau) door de infrastructuur nog weerstaan kan worden. Deze "sterkte" van de infrastructuur kan in een latere fase worden vergeleken met de belasting van een aardbeving met zekere magnitude en bijbehorende kans van voorkomen. De kansen en gevolgen van de mogelijke schade kunnen dan worden beschouwd en gewogen. Op basis van deze beschouwing kunnen indien nodig maatregelen worden getroffen.

Allereerst is een vergelijking gemaakt van de rekenmethoden met de tot nu toe opgetreden versnellingen, waarbij geen schade aan kritische infrastructuren bekend zijn. Vervolgens zijn de berekeningen geëxtrapoleerd voor grotere versnellingen. Omdat de te verwachten aardbevingsbelasting nog niet vaststaat is in overleg met het KNMI gerekend met een ruime bandbreedte tot 0,5g. Tevens zijn de eigenschappen van een representatief aardbevingssignaal afgeleid en gebruikt. Dit signaal is gebaseerd op een gemeten signaal in Westeremden ten gevolge van de aardbeving die plaats vond onder Huizinge 2012. Dit signaal is gekozen, omdat de hierbij berekende effecten (responsspectra) het goed overeen komen met de vigerende literatuur (Akkar et al. 2013). De gebruikte rekenmethoden zijn veelal afgeleid voor tektonische aardbevingen en niet specifiek gevalideerd voor de Groningse omstandigheden met geïnduceerde bevingen. Hiermee is zoveel mogelijk rekening gehouden, doch dit zorgt voor enige onzekerheid in de onderstaande conclusies. Aan het eind van deze samenvatting worden aanbevelingen gedaan voor validaties die deze onzekerheid kunnen verkleinen. Ook zijn aanbevelingen gedaan om kritische infrastructuur volledig te kunnen toetsen en ontwerpen op aardbevingsbelasting. Aan de hand hiervan kan het risico worden vastgesteld en kunnen maatregelen worden geprioriteerd.

Effect van geïnduceerde aardbevingen

De aardgaswinning in Groningen leidt tot spanningsveranderingen in de bodem die tot geïnduceerde aardbevingen kunnen leiden. Deze aardbevingen veroorzaken trillingen die schade kunnen aanrichten aan constructies, gebouwen en inventaris, alsmede blijvende grondvervormingen tot gevolg hebben.

De horizontale versnellingen in de grond tijdens een aardbeving leiden tot extra schuifspanning. Vooral losgepakt zand zal hierdoor willen verdichten. Voor verdichting moet het water tussen de korrels eerst uitstromen, maar hier is tijdens de aardbeving geen tijd voor, zodat wateroverspanningen optreden. Deze leiden tot tijdelijke vermindering van

korrelspanningen en daarmee tot vermindering van sterkte en stijfheid van het zand. Als de trilling sterk is kan het zand zijn sterkte en stijfheid zelfs compleet verliezen (dit wordt verweking genoemd). Bij de tot op heden opgetreden aardbevingen in Groningen zijn geen locaties vastgesteld waar verweking is opgetreden. Bij een sterkere aardbeving (vanaf ongeveer 0,2 g) neemt de kans op verweking volgens de huidige inzichten sterk toe. Dit aspect dient in meer detail beschouwd te worden voor lokale omstandigheden omdat het beperkt is tot gebieden waar (losgepakt tot matig gepakt) zand voorkomt. Dichter gepakt zand kan ook verweken als de versnelling toeneemt tot boven de 0,35g. Voor klei en veenlagen bestaat dit gevaar niet of nauwelijks.

Een constructie in of op de grond zal ook gaan bewegen door de beweging van de grond. Deze dynamische respons van de totale constructie wordt beïnvloed door de massa, stijfheid en sterkte van de constructiedelen, en de interactie met de omringde of onderliggende grond. Het is in Nederland niet vereist om constructies te berekenen op aardbevingen (met enkele uitzonderingen). De kritische infrastructuren zijn dus ook niet op een aardbevingsbelasting ontworpen. Dat wil echter niet zeggen dat ze geen enkele aardbevingsbelasting zouden kunnen weerstaan. Per onderdeel is hierna aangegeven welke piekversnelling ten gevolge van een aardbeving nog kan worden weerstaan.

Resultaten Quick Scan waterkeringen

Voor piekversnellingen die groter zijn dan 0,2 g is met name voor regionale keringen en kunstwerken nog niet aangetoond dat de inundatierisico's overal voldoende klein zijn. In meer detail per onderdeel zijn de resultaten hieronder weergegeven.

Stabiliteit primaire keringen

Voor de primaire keringen is de gemiddelde waterstand aanzienlijk lager dan de maatgevende. Dit geeft een extra veiligheid in geval van een aardbeving. Bij aardbevingen met piekversnellingen tot 0,1 g wordt geen of slechts beperkte schade aan de waterkeringen verwacht (max. 10cm zakking). Bij aardbevingen met piekversnellingen groter dan 0,2 g kan er aanzienlijke schade (zakkingen tot 60cm, vervormingen, schade aan bekledingen) aan de waterkeringen optreden, maar de kans op inundatie lijkt voor primaire waterkeringen beperkt door aanwezigheid van een restprofiel met voldoende kerende hoogte. Om te bepalen of die kans voldoende klein is zal de gecombineerde kans moeten worden bepaald van een optredende piekversnelling én gelijktijdige waterstand en hun onzekerheid, en moet worden vastgesteld welke faalkans als gevolg van aardbevingen acceptabel is. Op twee locaties (bij Eemshaven en bij Vierhuizergat) komt de stroomgeul dicht bij de waterkering waardoor er mogelijk onvoldoende restprofiel beschikbaar is in geval van verweking van de onderwateroever. Deze locaties dienen in elk geval nader te worden onderzocht aan de hand van meetgegevens van het bodemprofiel.

Stabiliteit regionale keringen

Bij regionale keringen is het verschil tussen dagelijks peil en normpeil (en dus de reserve in stabiliteit en hoogte) kleiner dan bij primaire keringen. Aan regionale waterkeringen worden bovendien lagere stabiliteitseisen gesteld dan aan primaire keringen, waardoor deze gevoeliger zijn voor extra belasting in de vorm van aardbevingen. Door de aardbevingsbelasting kan een zakking van de kruin (max. 30cm) optreden die tot schade kan leiden. De door Deltares uitgevoerde analyses hebben vooral betrekking gehad op de dijken langs het Eemskanaal en zijn niet zonder meer van toepassing op alle regionale keringen. Langs het Eemskanaal is het verschil tussen streefpeil en normpeil ongeveer 70 centimeter. Bij het Eemskanaal is daarom de verwachting dat de kans op inundatie (daadwerkelijk zulke grote vervormingen dat de kruin met meer dan 70 cm zakt) ook bij een piekversnelling van

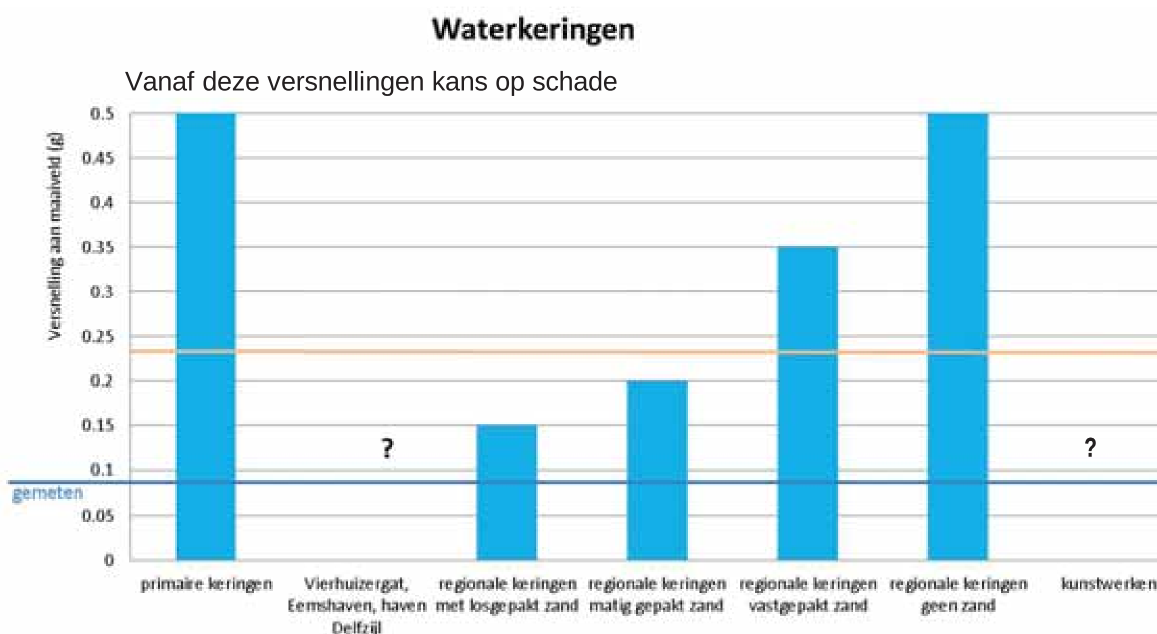
0,5 g nog beperkt is. Om te bepalen of die kans voldoende klein is zal een probabilistische analyse moeten worden uitgevoerd, en moet er een uitspraak komen over welke faalkans als gevolg van aardbevingen acceptabel is. Voor de overige regionale keringen moet de sterkte nog lokaal worden bekeken, vooral voor die gebieden waar zand ondiep in de ondergrond voorkomt, de marge tussen normpeil en gemiddeld peil wellicht kleiner is dan 30cm en/of deze nu al een lage stabiliteitsfactor hebben. De extra bijdrage van aardbevingen op het ontstaan van hydraulische kortsluiting (wat leidt tot verlies van horizontaal evenwicht) als gevolg van aardbevingen kan op dit moment nog niet precies aangegeven worden. Bij een veenkade met een damwand langs de waterlijn, zandlagen op niet te grote diepte, droogte én een aardbeving bestaat er kans op verlies van horizontaal evenwicht. Nog niet gekwantificeerd is het risico van leidingen die waterkeringen kruisen.

Bij versnellingen tussen 0,2 en 0,5g kan er aanzienlijke schade (zakkingen en vervormingen) aan de regionale waterkeringen optreden, doch dit leidt niet automatische tot inundatie (overstroming). Regionale keringen lopen vooral kans op schade (afschuiving of kruindaling) in geval losgepakt zand aanwezig is of als het droge (veen)kades met damwanden en/of kades met een lage stabiliteitsfactor in de normale toetsingen betreffen.

Kunstwerken

In het gebied komen diverse kunstwerken voor met een waterkerende functie (sluizen, kades, coupures en damwanden). Ten aanzien hiervan is vooral gekeken naar zakkingen in de ondergrond en naar de mogelijke verschilzetting die bij een kunstwerk op kan treden. Dit is afhankelijk van de lokale opbouw van de ondergrond. Aan de kust waar dikkere Holocene, relatief losgepakte, zandlagen voorkomen is dit effect groter. Ook hier is het al dan niet optreden van verweking doorslaggevend. Afhankelijk van de aanwezigheid van zandlagen worden zakkingen tot 60 cm niet uitgesloten. Daarbij kan ook sprake zijn van aanzienlijke zettingsverschillen over de constructie. Of een constructie dit aan kan hangt af van de sterkte en stijfheid van de constructie en van de funderingswijze. Op dit moment zijn nog geen individuele waterkerende constructies beschouwd, maar in generieke zin kan schade aan en niet functioneren van kunstwerken niet worden uitgesloten bij piekversnellingen groter dan 0,2g in gebieden waar zand in de ondergrond aanwezig is. Voor keringen waarin damwanden zijn opgenomen en kans op hydraulische kortsluiting bestaat dient apart een toets te worden uitgevoerd.

Deze conclusies zijn samengevat in Figuur 1.



Figuur 1 Samenvatting sterkte waterkeringen uitgedrukt in maximale piekgrondversnelling die weerstaan kan worden (De oranje lijn is het berekende versnellingsniveau bij een aardbeving met magnitude 5)

Aanbevelingen

Aanbevolen wordt probabilistische analyses uit te voeren die gebiedsdekkend en locatie-specifiek zijn en regels op te stellen waar aan getoetst kan worden passend binnen de huidige veiligheidsfilosofie voor waterkeringen. Hierbij worden ook de gevolgen van inundatie meegewogen. Op deze manier wordt inzichtelijk waar de grootste risico's optreden en waar de prioriteit voor (eventuele) maatregelen moet liggen. (Regionale) keringen die nu niet voldoen aan de norm (zonder aardbeving) zouden de eerste prioriteit moeten hebben. Een tweede prioriteit zijn keringen die door een mogelijke aardbeving in stabiliteitsproblemen komen in gebieden met de hoogste belasting. De inzet van deze maatregelen dient in een maatschappelijke kosten-baten analyse te worden afgewogen.

Aanbevolen wordt het uitvoeren van nader onderzoek naar:

- Het gedrag van Groningse zandgronden onder de specifieke belasting van geïnduceerde aardbevingen in laboratorium en/of in het veld. Hiermee wordt vastgesteld wat de kans van optreden van verweking is en de mate van verdichting die optreedt. De huidige getallen zijn op basis van internationaal gebruikte methoden, en dus niet nationaal gevalideerd.
- Een nadere specificatie van de mogelijkheid van het optreden van hydraulische kortsluiting per type bodemopbouw.
- Effectiviteit van preventieve maatregelen zoals het aanbrengen van extra hoogte van de dijk of verflauwing van de taluds, danwel het verlagen van de (water)belasting door het verlagen van kanaal- of boezempeil of compartimenteren van boezem of kanaal.
- (Niet destructief) onderzoek naar constructieve staat van kunstwerken (o.a. fundering, aansluitingen), zeker op locaties waar verwekingsgevoelig zand voorkomt.

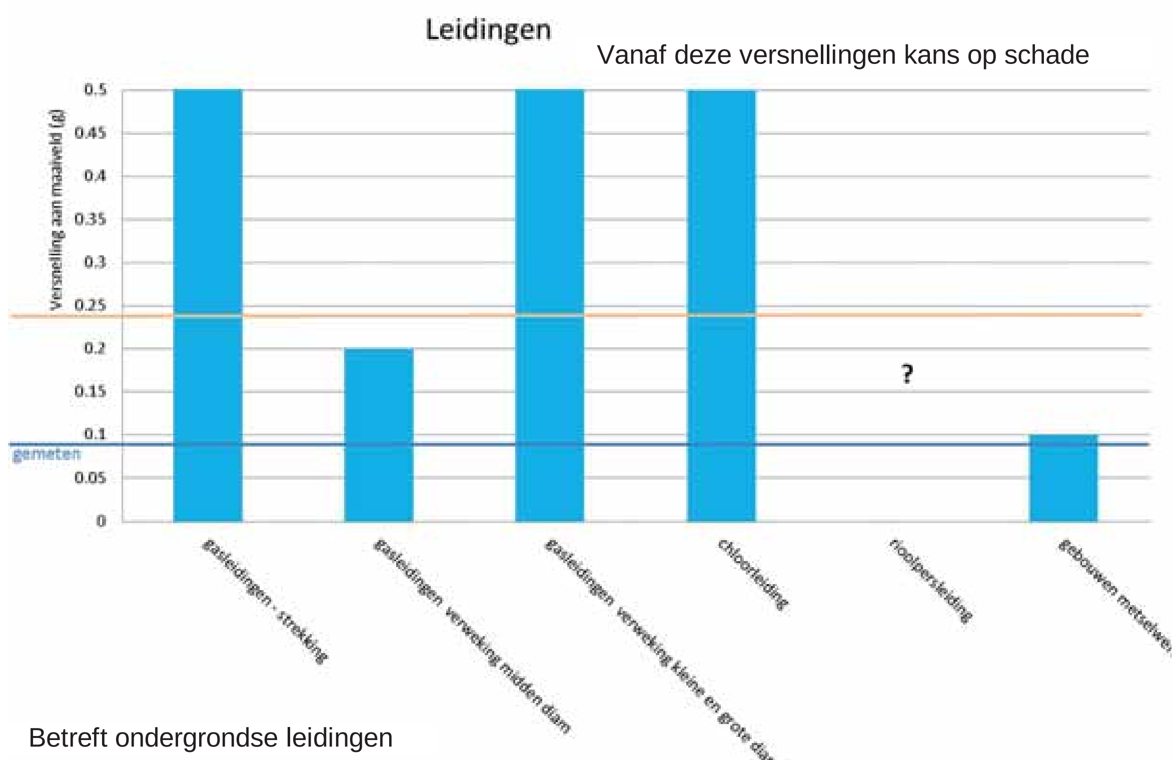
Resultaten Quick Scan gasnetwerk

De effecten van aardbevingen op rechte stalen leidingen voor gas en chloor transport van Gasunie, Noordgastransport en AKZO Nobel B.V. zijn beschouwd. Hieruit blijkt dat bij 0,5 g er geen schade te verwachten is. De berekende spanningen zijn kleiner dan de toelaatbare spanningen in de leidingen. Bochten en aansluitingen zijn afzonderlijk in opdracht van Gasunie geanalyseerd. Bijzondere onderdelen (bovengrondse leidingen, stations, oude leidingen en flensverbindingen) zijn nog niet beoordeeld, zodat daar op basis van nader onderzoek eventueel nog maatregelen nodig zouden kunnen blijken.

Gebouwen met bedieningselementen kunnen bij een aardbevingsversnelling van 0,1 g of hoger bezwijken in geval van metselwerk. Indien hierdoor stations uitvallen kan het transport ontregeld raken. Dit hangt samen met de alternatieve mogelijkheden (bypasses) die op dat moment voor het beschikbaar zijn. Deze situatie wordt sterk bepaald door de ligging van het epicentrum en de ruimtelijke scheiding tussen de alternatieve transportroutes.

Bij versnellingen vanaf 0,2 g kan verweking optreden, net als bij waterkeringen, waardoor er schade kan optreden aan stations en aansluitingen van leidingen aan constructies en mogelijk aan enkele leidingtypen.

Deze conclusies zijn samengevat in Figuur 2.



Figuur 2 Samenvatting sterkte buisleidingen uitgedrukt in maximale piekgrondversnelling die weerstaan kan worden (De oranje lijn is het berekende versnellingsniveau bij een aardbeving met magnitude 5)

Aanbevolen wordt:

- Een nadere analyse van de kans op verweking en effecten op leidingen, stations en aansluitingen uit te voeren.
- De aansluitingen en bochten van leidingen te beoordelen.
- In beeld brengen waar het netwerk niet in optimale staat verkeerd en waar dus mogelijk een grotere kans is op schade bestaat dan in dit rapport is bepaald.
- Te beoordelen of de bestaande bypass mogelijkheden voldoende zijn voor leveringszekerheid (leidingen en stations) bij verschillende potentiële aardbevingslocaties (epicentra).
- Voor de secundaire systemen (gebouwen etc.) zijn wellicht versterkingen nodig, deze dienen in een gedetailleerde analyse te worden bepaald.

Na beschouwen van alle mechanismen zijn de beheerders in staat om de zwakke elementen uit het systeem te prioriteren, zodat in detail maatregelen kunnen worden getroffen.

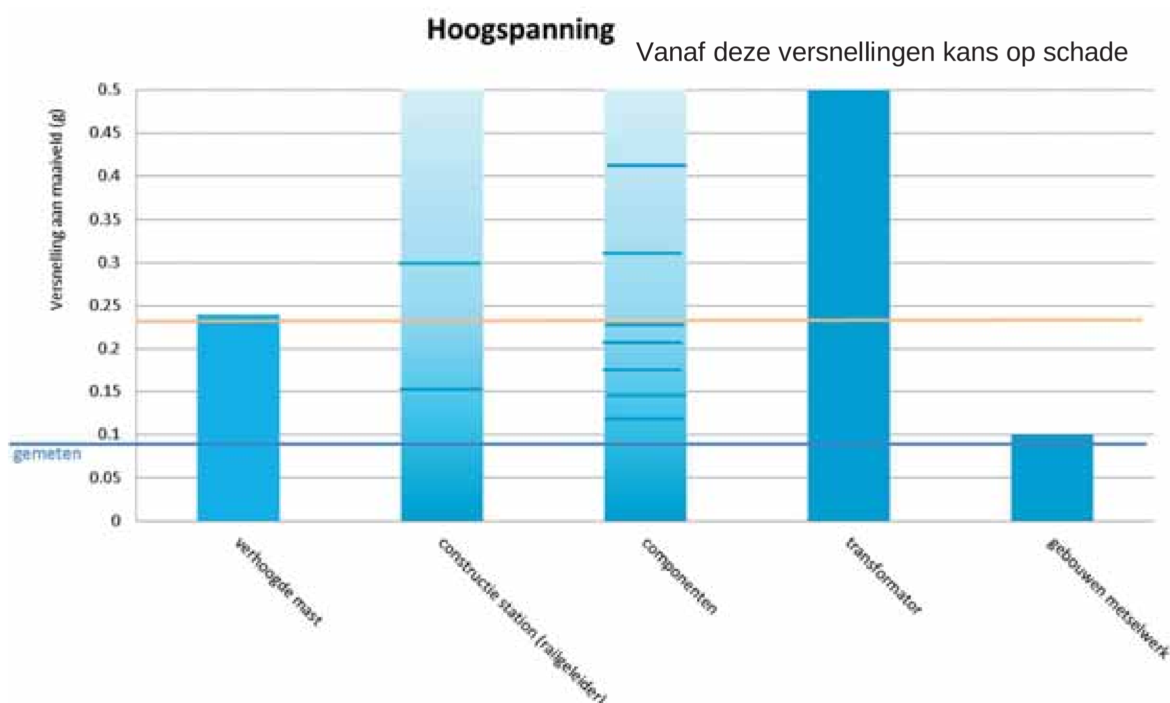
Resultaten Quick Scan voor hoogspanningsnetwerk en C2000

Uitval van elektriciteit bij aardbevingen komt internationaal relatief vaak voor. Tot op heden is er bij de optredende aardbevingen in Groningen geen schade gerapporteerd. In Groningen staan meerdere verdeelstations van TenneT voor het hoofdnet en van lokale beheerders voor de lagere spanningen. Het onderzoek in de Quick Scan heeft betrekking op de hoogspanningsstations van 380 kV en deels ook 220 kV en 110 kV van TenneT. Naast stations zijn er ook verbindingen met masten, die zelf ook gevoelig kunnen zijn voor de aardbeving.

Ten gevolge van een aardbeving bestaat de kans dat een component van het station door te hoge trilling uitvalt. De meeste componenten zijn standaard toegerust in klasse AF3, wat overeen komt met een versnelling van 0,3g. Van een aantal componenten is niet bekend tegen welke versnelling ze bestand zijn. Uit een analyse op basis van vergelijking met maatgevende kortsluitkrachten volgt dat deze componenten bestand zijn tegen een versnelling tussen 0,1 en 0,2g. De meeste transformatoren zijn ontworpen op 0,5 g. Als tweede effect kan een aardbeving de constructie van het station doen falen. De meeste elektrische componenten zijn geplaatst op kolommen of portalen die een versnelling van minimaal 0,15 tot 0,3g kunnen weerstaan. Secundaire systemen (zoals bedieningsfuncties) kunnen in gevaar komen als de behuizing bezwijkt, dit kan vanaf 0,1g al optreden in geval van metselwerk gebouwen. Verder geldt dat ook voor de hoogspanningsstations de kans op verweking wordt bepaald door de eventuele aanwezigheid van los zand in de ondergrond, net als bij de overige onderdelen. Voor de verbindingen (masten) geldt dat deze een versnelling van minimaal circa 0,25g aankunnen. Dit is gebaseerd op een hoge mast. Verwacht wordt dat lagere masten een hogere versnelling zonder schade kunnen weerstaan.

Voor het C2000 netwerk geldt dat de geselecteerde mast een versnelling van meer dan 0,5g aan kan.

Deze conclusies zijn samengevat in Figuur 3.



Figuur 3 Samenvatting sterkte hoogspanningsinfrastructuur uitgedrukt in maximale piekgrondversnelling die weerstaan kan worden (De oranje lijn is het berekende versnellingsniveau bij een aardbeving met magnitude 5)

Aanbevelingen voor het hoogspanningsnetwerk zijn:

- Steekproef uitbreiden voor de elektrische componenten en deze controleren op de maatgevende aardbevingsbelasting.
- Voor de secundaire systemen (gebouwen etc.) zijn wellicht versterkingen nodig, deze dienen in een gedetailleerde analyse te worden bepaald.
- De masten kunnen met meer gedetailleerdere berekening worden beoordeeld, waardoor mogelijk geen versterking nodig zal blijken te zijn.
- Aanbevolen wordt voor de stations ook het risico van verweking van de ondergrond te toetsen.
- Een gevolgenanalyse maken (uitval van 1 station/mast is nog geen einde levering) en aan de hand hiervan normen stellen is nodig om definitieve beoordelingen te maken. Aan de hand hiervan kunnen zo nodig hogere eisen worden gesteld aan nieuwe componenten afhankelijk van de uitkomst van de gevolgenanalyse en de onzekerheid in de optredende versnelling.
- Aanbevolen wordt in beeld te brengen waar het netwerk niet in optimale staat verkeerd en waar dus mogelijk een grotere kans is op schade bestaat dan in dit rapport is bepaald.

1 Inleiding en probleemstelling

1.1 Vraagstelling

Het Ministerie van Economische zaken heeft Deltares gevraagd de risico's van geïnduceerde aardbevingen in het Groningenveld voor de kritische onderdelen van de infrastructuur (waterkeringen, het gastransportnetwerk en het hoogspanningsnetwerk) in beeld te brengen. Hiervoor is een Quick Scan uitgevoerd aan de hand van de volgende vragen:

- Welk schade is er te verwachten aan deze kritische infrastructuur als gevolg van geïnduceerde aardbevingen ten gevolge van de aardgaswinning?
- Welke maatregelen zijn mogelijk om kritische infrastructuur zodanig te beschermen dat deze functioneel blijft?

1.2 Inleiding

De aardgaswinning in Groningen leidt tot spanningsveranderingen in de bodem die tot geïnduceerde aardbevingen kunnen leiden. Deze aardbevingen veroorzaken trillingen die schade kunnen aanrichten aan constructies, gebouwen en inventaris, alsmede blijvende grondvervormingen tot gevolg hebben. Deltares boordeelt in deze Quick Scan de sterkte van de kritische infrastructuur bij het optreden van een geïnduceerde aardbeving van verschillende magnitudes. Deze sterkte kan in een latere fase worden vergeleken met de belasting van een aardbeving met een zekere magnitude en bijbehorende kans van voorkomen. De gevolgen van de mogelijke schade kunnen dan op een probabilistische wijze worden beschouwd. Op basis van deze beschouwing kunnen de benodigde maatregelen worden uitgewerkt, geprioriteerd en toegepast.

Voor de gegevens van de infrastructuur heeft Deltares gebruik gemaakt van de informatie van de beheerders van de infrastructuur (Rijkswaterstaat, waterschap Noorderzijlvest, waterschap Hunze en Aa's, GTS (Gasunie), Noordgastransport b.v., TenneT, KLPD). Een deel van de analyses voor de gevoeligheid voor geïnduceerde aardbevingen is in opdracht van Deltares uitgevoerd door TNO Bouw, zie Bijlage D.

1.3 Aanpak

Een voorspelling van de effecten van aardbevingen wordt doorgaans in een aantal stappen uitgevoerd. Allereerst wordt de mogelijke kracht van een aardbeving bepaald en de plaats waar deze op kan treden. Tevens wordt de kans op het optreden in relatie tot de tijd bepaald. Uit voortplantingsrelaties tussen de kracht van de aardbeving bij de haard (op ca. 3 km diepte), de afstand en de opbouw van de ondergrond wordt vervolgens de aard van de beweging van een punt op of aan het oppervlak bepaald. De beweging wordt weergegeven in een bodemtrillingssignaal, waarbij kenmerkende eigenschappen als piekversnelling en -snelheid en frequentie inhoud de kracht van het signaal beschrijven. De laatste stap is de respons van een constructie (dijk, gasleiding, etc.) op deze bodembeweging en de mogelijke gevolgen hiervan.

Om snel inzicht te krijgen in de meeste kritische onderdelen van de infrastructuur is allereerst een Quick Scan uitgevoerd naar de risico's. De aanpak hiervoor heeft bestaan uit de volgende onderdelen:

- Onderbouwing aardbevingsbelasting.
- Infrastructuur data ruimtelijk in beeld brengen op basis van gegevens beheerders.
- Vaststellen state-of-the-art (inter)nationale methodieken voor toetsing.
- Vaststellen van maatgevende combinaties voor infrastructurele elementen.
- Vaststellen van mogelijke maatregelen.

De rapportage is opgebouwd aan de hand van een algemene introductie in de problematiek van geïnduceerde aardbevingen en een onderbouwing van de gehanteerde aardbevingsbelasting (Hoofdstuk 2). In Hoofdstuk 3 is aan de hand van de infrastructuur data een overzicht gegeven van mogelijke faalmechanismen, die in hoofdstuk 4 vervolgens zijn getoetst met behulp van enkele geselecteerde maatgevende combinaties en tot resultaten verwerkt. Hoofdstuk 5 stelt mogelijke maatregelen voor die in de toekomst locatie specifiek kunnen worden uitgewerkt. Hoofdstuk 6 en 7 geven de conclusies en aanbevelingen die volgen uit het onderzoek.

1.4 State-of-the-art

In de wereld is veel kennis en ervaring met tektonische aardbevingen. Met geïnduceerde aardbevingen boven een bepaalde magnitude is die kennis en ervaring er nauwelijks. Er is daarom langs verschillende sporen naar kwantificering van effecten gezocht:

- De gebruikelijke literatuurcorrelaties kunnen worden toegepast, maar deze zijn veelal gebaseerd op empirie van tektonische aardbevingen of experimenten met een groot aantal belastingswisselingen. Een geïnduceerde aardbeving door gaswinning uit zich als een kortdurende puls met slechts enkele (tot nu toe maximaal 4) belastingswisselingen (Dost en Kraaijenpoel, 2013).
- De beschikbare rekenregels voor stabiliteit en sterkte zijn toegepast, aangevuld met een belasting die de kracht van de aardbeving moet representeren (zie Bijlage A en Bijlage C). Bij deze aanpak kan de tijdsduur van de belasting niet in rekening worden gebracht, waardoor meestal een conservatief antwoord ontstaat.
- Berekeningen met eindige elementen model PLAXIS (zie bijlage A). In PLAXIS kan een werkelijk tijdssignaal van de belasting worden doorgerekend en kan mogelijk het effect van de korte tijdsduur van een gasbeving beter worden gekwantificeerd. Dit zijn complexe berekeningen met als voornaamste bezwaar dat de mogelijkheid van een goede validatie van de berekeningen aan metingen niet aanwezig is.

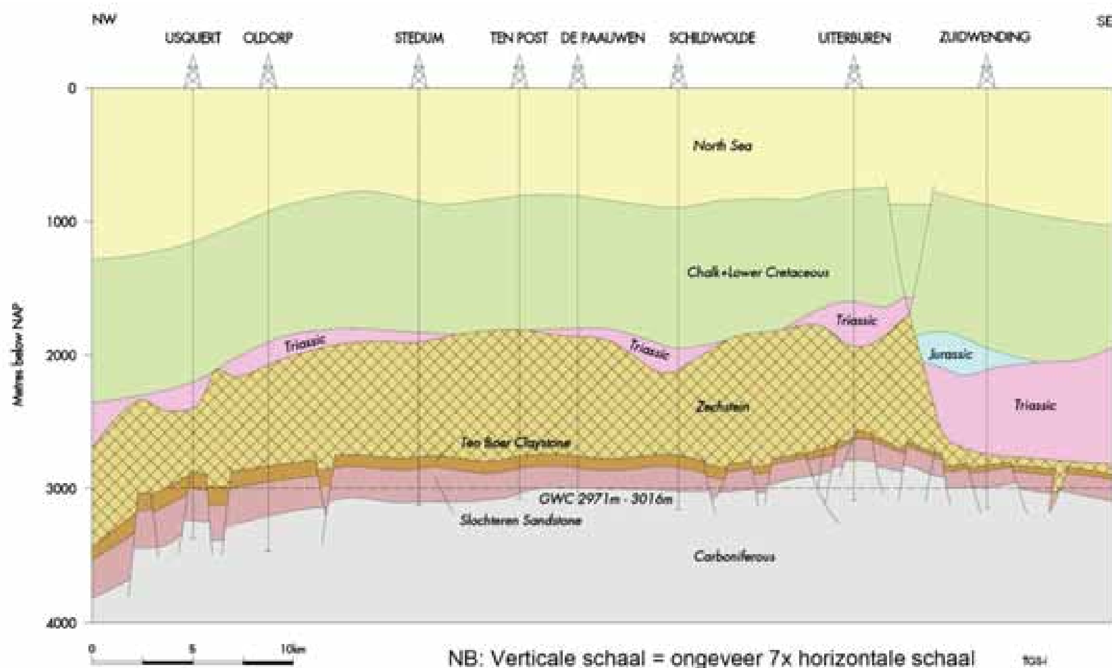
De resultaten van de gehanteerde methoden moeten dus gezien worden als indicatief. Alle berekeningen zijn zo mogelijk geijkt aan de tot op heden gemeten versnellingen.

De zwaarte van de aardbeving waarmee rekening moet worden gehouden is op dit moment nog niet vastgesteld. In dit rapport wordt daarom alleen gekeken naar de sterkte en wordt bekeken wanneer (bij welke kracht van de aardbeving) de kritische infrastructuur kan bezwijken. Het optreden van schade (zonder bezwijken) is geen onderdeel van deze studie.

2 Geïnduceerde aardbevingen

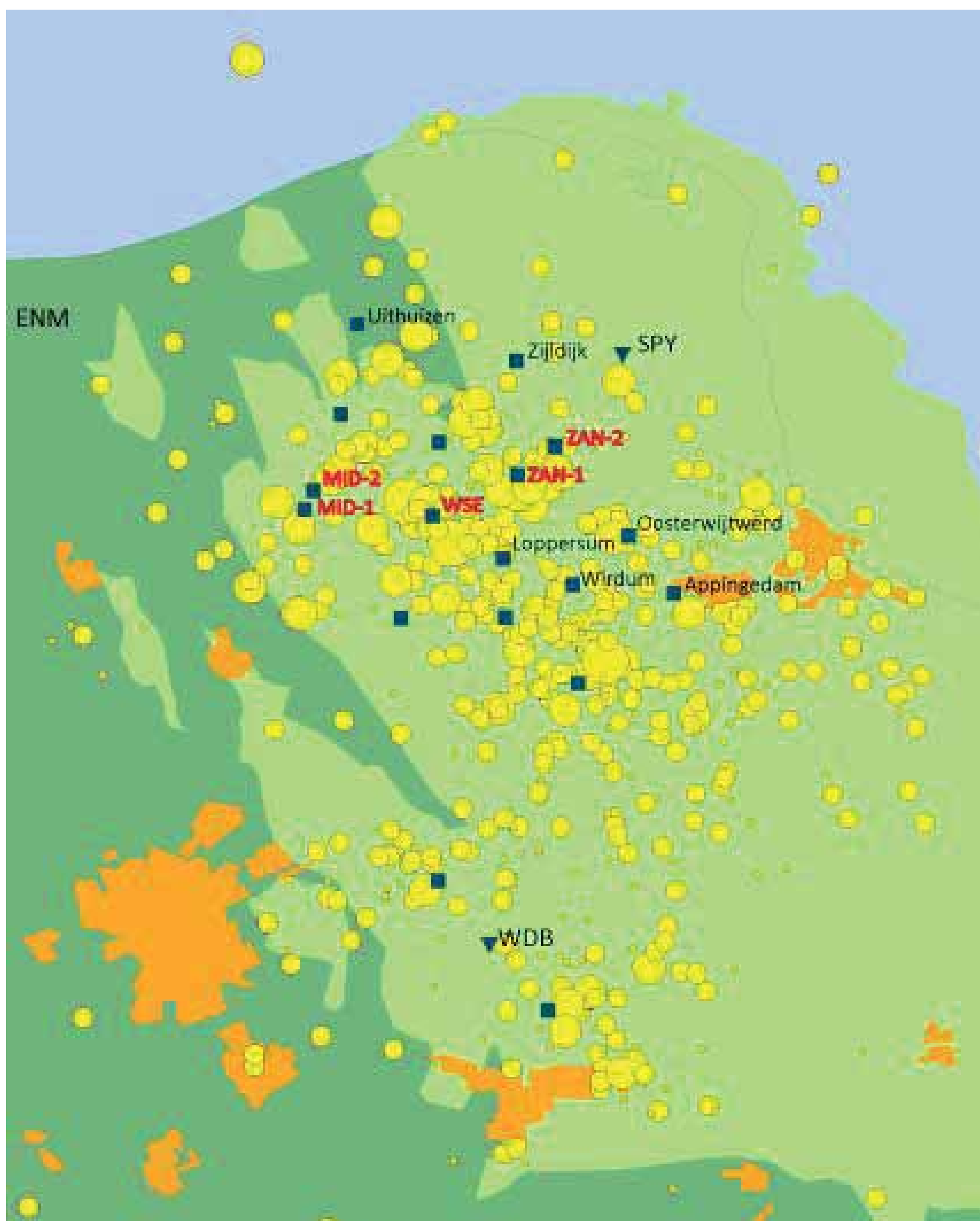
2.1 Eigenschappen geïnduceerde aardbevingen

De aardbevingen die in Groningen sinds 1986 zijn geregistreerd worden veroorzaakt door spanningen in de ondergrond, opgebouwd tijdens de winning van gas uit het Groningen gasveld. Door de drukdaling in het reservoir worden de verschilspanningen met de omgeving als gevolg van de compactie van het reservoirgesteente zo groot dat de in het gesteente aanwezige breuken verschuiven. In de loop van de tijd is door het KNMI een netwerk van trillingsopnemers geplaatst, waardoor de plaats en diepte van de aardbevingen kan worden bepaald. Vast is komen te staan dat de haarddiepte van de bevingen zich bevindt op een diepte tussen 2.5 en 3.5 km. In aanmerking genomen dat de boven het reservoir gelegen Zechstein zoutlaag te ductiel is om een aardbeving te genereren betekent dit dat de bevingen plaatsvinden in het reservoirgesteente. In Figuur 2.1 is te zien dat het reservoir zich op een diepte van gemiddeld 3 km bevindt. Voor de verdere analyse wordt deze diepte als haarddiepte aangenomen.

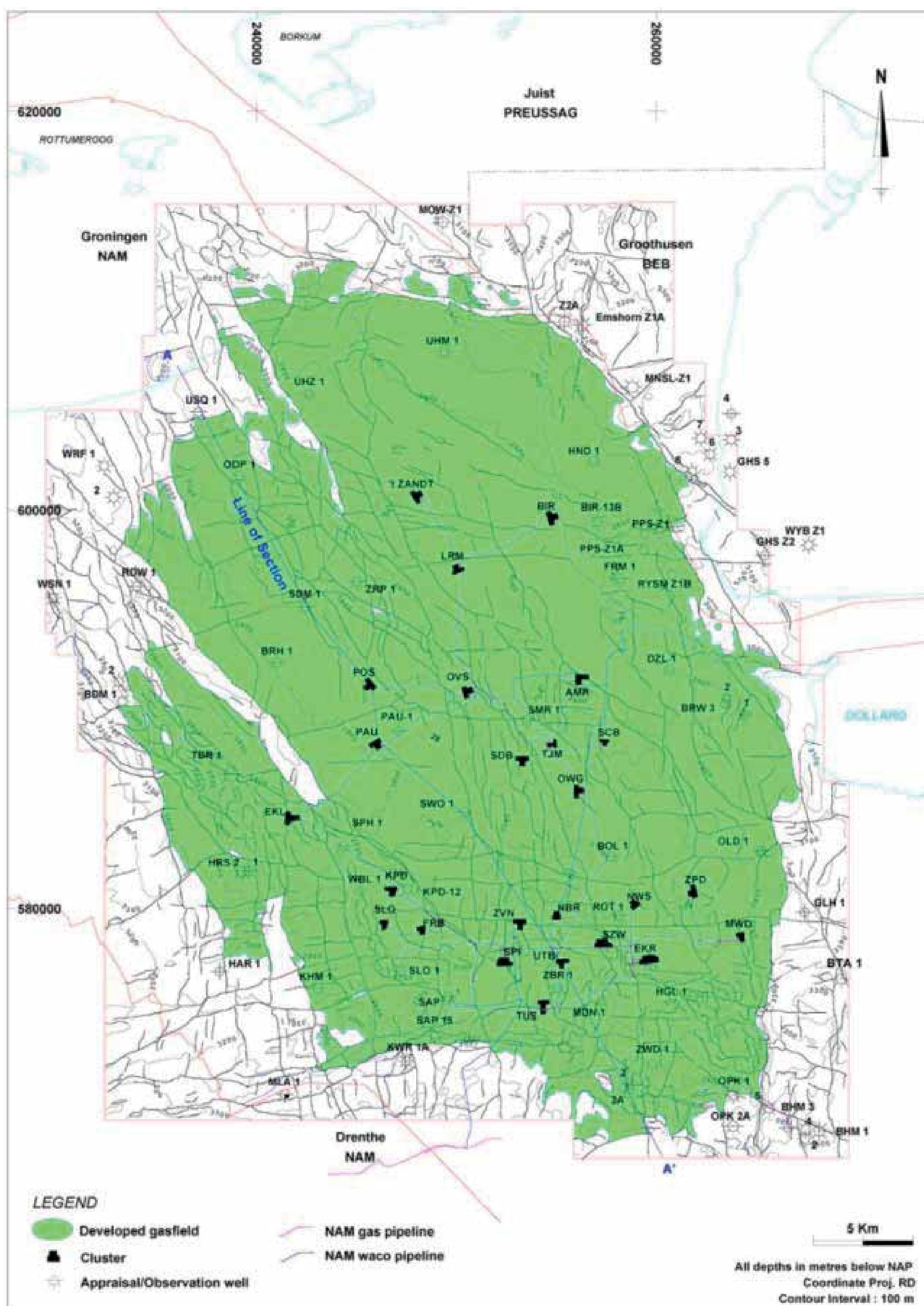


Figuur 2.1 Diepteligging reservoirgesteente (Slochteren Sandstone) (NAM, 2003)

Bij door gaswinning geïnduceerde aardbevingen treedt beweging op in vaak al bestaande breukvlakken. In Figuur 2.2 en Figuur 2.3 zijn de locaties van opgetreden aardbevingen en het breukenpatroon in relatie tot de contour van het gasveld weergegeven. Omdat momenteel nog niet vastgesteld is of er een nadere relatie bestaat tussen het optreden van de bevingen, de locatie van de breuken en het patroon van drukverlaging is de in het huidige rapport gebruikte werkhypothese, dat aardbevingen in het gehele veld kunnen voorkomen.

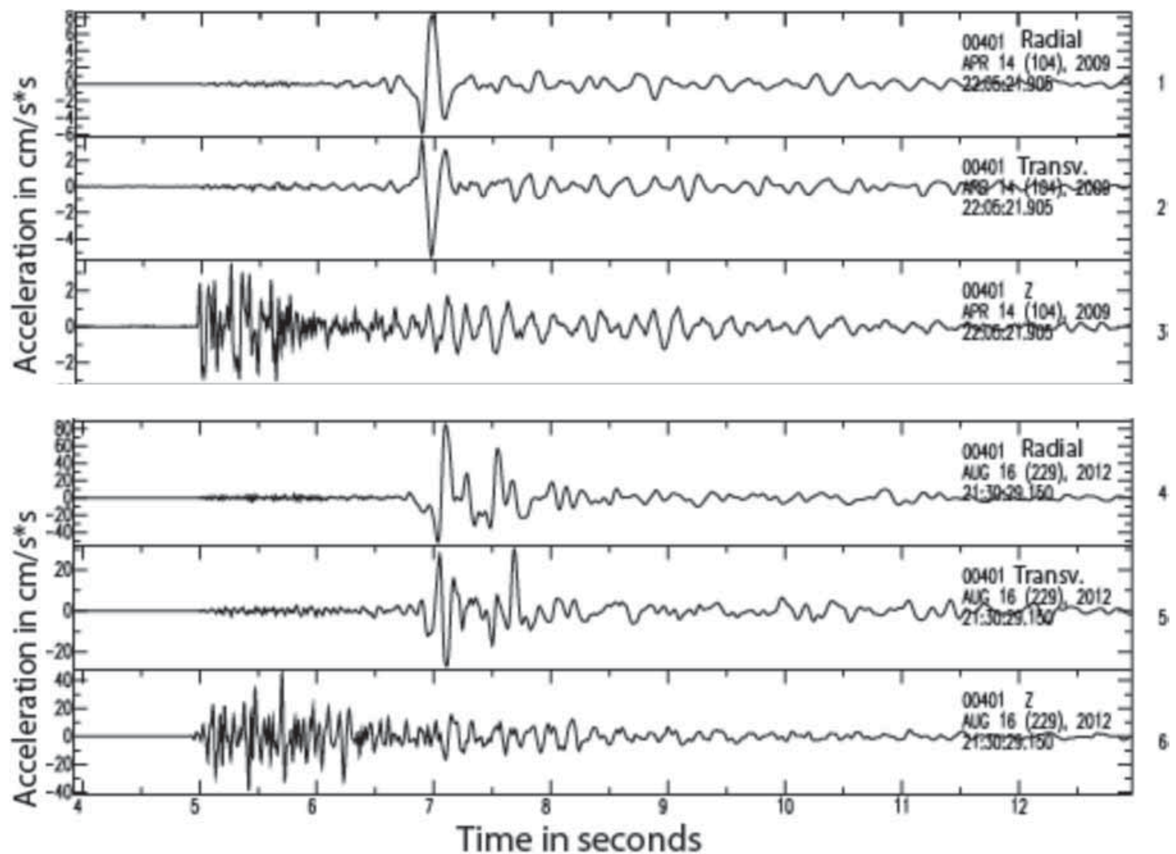


Figuur 2.2 Overzicht opgetreden aardbevingen (straal is maat voor magnitude) en bestaande en geplande meetstations. De vierkanten zijn oppervlakte versnellingopnemers. De registraties van de stations WSE en MID-1 worden in dit rapport nader beschouwd in de bepaling van een representatief ontwerpsignaal. (Dost en Kraaijenpoel, 2013)

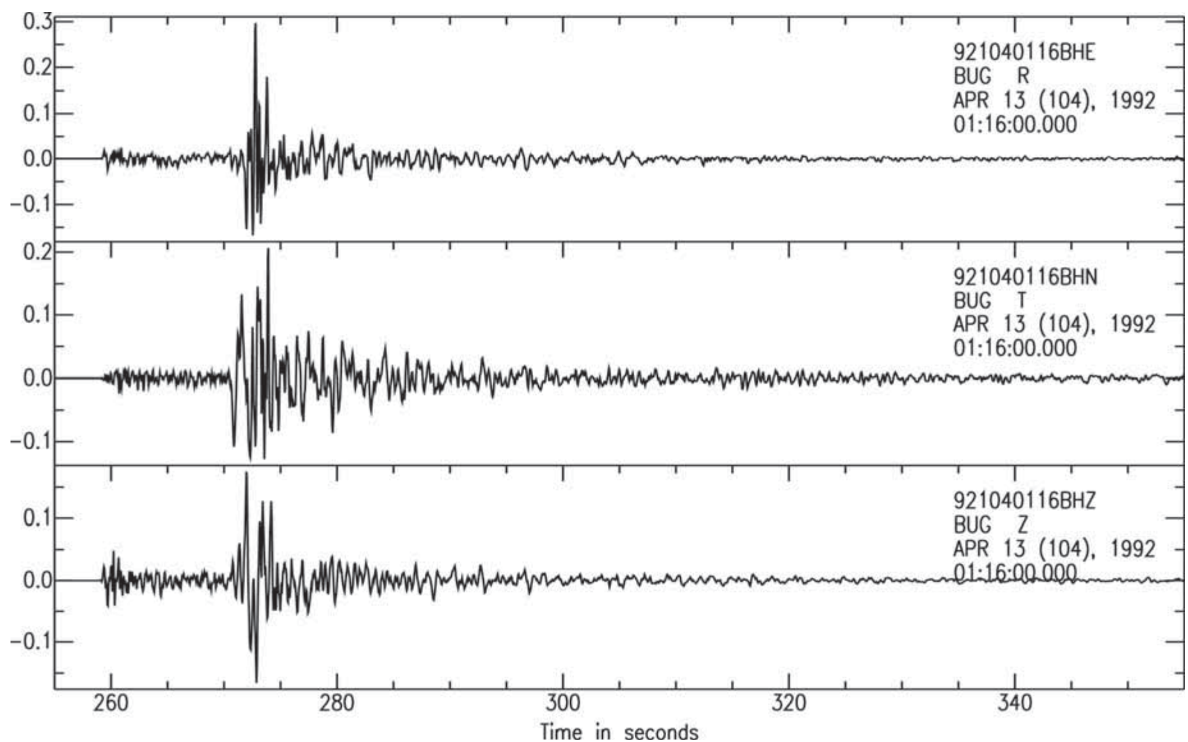


Figuur 2.3 Ligging van het Groningenveld en breukenpatroon in het reservoirgesteente (NAM, 2003)

Figuur 2.4 vergelijkt de op 16 augustus 2012 gemeten versnellingen bij Middelstum met die van een eerdere beving in 2009. De maximum grondversnelling PGA bedroeg (PGA) 85 cm/s^2 (of 0,085g), wat correspondeert met een maximum grond snelheid (PGV) van 3,45 cm/s. In paragraaf 2.5 wordt de afleiding van de PGA en PGV bij een magnitude van M=5 verder toegelicht. Figuur 2.5 laat de metingen zien van de tektonische aardbeving van Roermond in 1992, gemeten in Duitsland op 100 km afstand.



Figuur 2.4 Vergelijking van versnelling gemeten in station Middelstum-1 voor de aardbevingen van 14 april 2009 ML = 2.7 (bovenste drie) en van 16 augustus 2012 in Huizinge (onderste drie). (1,4=radiaal, 2,5=transversaal, 3,6=verticaal). (Dost en Kraaijenpoel, 2013)



Figuur 2.5 Gemeten snelheid in m/sec voor de magnitude ML = 5.8 aardbeving op 100 kilometer epicentrale afstand (Roermond 1992) gemeten in station BUG in Duitsland. Bovenste component geeft radiale snelheid, middelste geeft transversale snelheid en onderste de verticale snelheid. (Dost en Kraaijenpoel, 2013)

Uit de figuren blijkt dat de respons aan het oppervlak bij een geïnduceerde aardbeving in vergelijking met een tektonische aardbeving van kortere duur is en hoogfrequenter. Het gemeten diagram van een geïnduceerde beving toont doorgaans maar één piek met een significant grote amplitude. De metingen uit 2012 laten in afwijking hiervan meer dan één significante piek zien.

2.2 Hoe reageert de ondergrond op een aardbeving?

De horizontale versnellingen in de grond tijdens een aardbeving leiden tot extra schuifspanning. Vooral losgepakt zand zal hierdoor willen verdichten. Voor verdichting moet het water tussen de korrels eerst uitstromen, maar hier is tijdens de aardbeving geen tijd voor, zodat wateroverspanningen optreden. Deze leiden tot tijdelijke vermindering van korrelspanningen en daarmee tot vermindering van sterkte en stijfheid van het zand. Als de trilling sterk is kan het zand zijn sterkte en stijfheid zelfs compleet verliezen (dit wordt verweking genoemd). Verwekingsgedrag kan zowel optreden bij een snelle eenmalige schuifspanningsverhoging (statisch), als bij snelle herhaalde schuifspanningswisselingen (cyclisch). Naast de grootte van de extra schuifspanning is dus ook het aantal schuifspanningswisselingen van invloed.

Bij de tot op heden opgetreden aardbevingen in Groningen zijn geen locaties vastgesteld waar verweking is opgetreden. Bij een sterkere aardbeving (vanaf ongeveer 0,2 g) neemt de kans op verweking volgens de huidige inzichten sterk toe. Dit aspect wordt beschouwd in paragraaf 4.1. Voor klei en veenlagen bestaat dit gevaar niet of nauwelijks.

2.3 Hoe reageert een constructie op een aardbeving?

Een constructie in of op de grond zal ook gaan bewegen door de beweging van de grond. Deze dynamische respons van de totale constructie wordt beïnvloed door de massa, stijfheid en sterkte van de constructiedelen, en de interactie met de omringende of onderliggende grond. Het is in Nederland niet vereist om constructies te berekenen op aardbevingen (met enkele uitzonderingen zoals grote energiecentrales). De kritische infrastructuren zijn dus ook niet op een aardbevingsbelasting ontworpen. Dat wil echter niet zeggen dat ze geen enkele aardbevingsbelasting zouden kunnen weerstaan.

2.4 Eurocode 8

De Eurocode 8 (EC8) geeft voorschriften voor het ontwerpen op aardbevingsbelasting, maar is in Nederland niet voorzien van nadere methoden en belastingen en zelfs niet officieel van kracht. Wel kan de denkwijze van EC8 worden gevolgd, wat op enkele onderdelen dan ook gedaan is. Verder is gebruik gemaakt van specifiek afgeleide methoden uit de literatuur. Aanbevolen wordt EC8 geschikt te maken voor toepassing in Groningen, zie hiervoor de aanbevelingen in paragraaf 7.5.

De Eurocode 8 geeft voorschriften voor het ontwerpen op aardbevingsbelasting. De Eurocode 8 kent 6 delen:

1. Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen.
2. Bruggen.
3. Beoordeling en verbetering van gebouwen.
4. Silo’s, opslagtanks en pijpleidingen.
5. Funderingen, grondkerende constructies en geotechnische aspecten.
6. Torens, masten en schoorstenen.

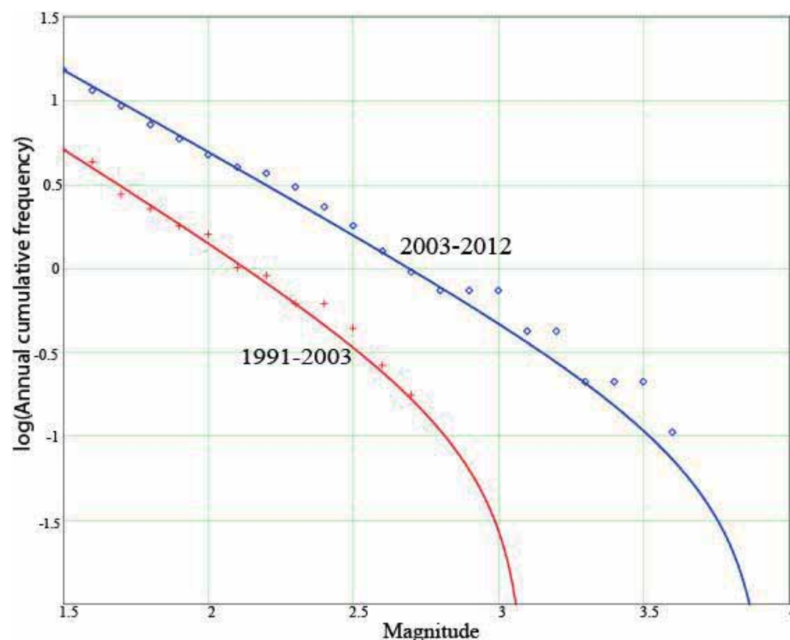
Voor pijpleidingen en hoogspanningsmasten worden dus specifieke regels gegeven in respectievelijk deel 4 en deel 6. Voor taludstabiliteit (van belang voor waterkeringen) worden regels gegeven in deel 5.

2.5 Aardbevingsbelasting

Voor het bepalen van de standzekerheid van grondconstructies en bouwwerken worden de effecten van een aardbeving eerst kwantitatief vertaald in de mate van grondbeweging, welke doorgegeven wordt aan de constructies. Een aardbevingstrilling kent enkele karakteristieken die aan de grond of constructie opgelegd worden, namelijk de sterkte (amplitude, variërend in de tijd), de duur, de frequentie inhoud en de richting. Deze karakteristieken variëren als functie van onder meer de magnitude van de aardbeving. Voor deze Quick Scan is een ontwerpsignaal afgeleid van een geregistreerd signaal. Het resultaat hiervan is vergeleken met modelsignalen. De keuze van het signaal waarmee de standzekerheidberekeningen zijn uitgevoerd is in overleg met het KNMI gemaakt.

2.5.1 Magnitude

Figuur 2.6 toont het Gutenberg-Richter diagram voor de frequentie van voorkomen van aardbevingen in Groningen voor verschillende magnitudes. Daaruit wordt duidelijk dat vanaf 2003 meer bevingen met hogere magnitudes optreden.



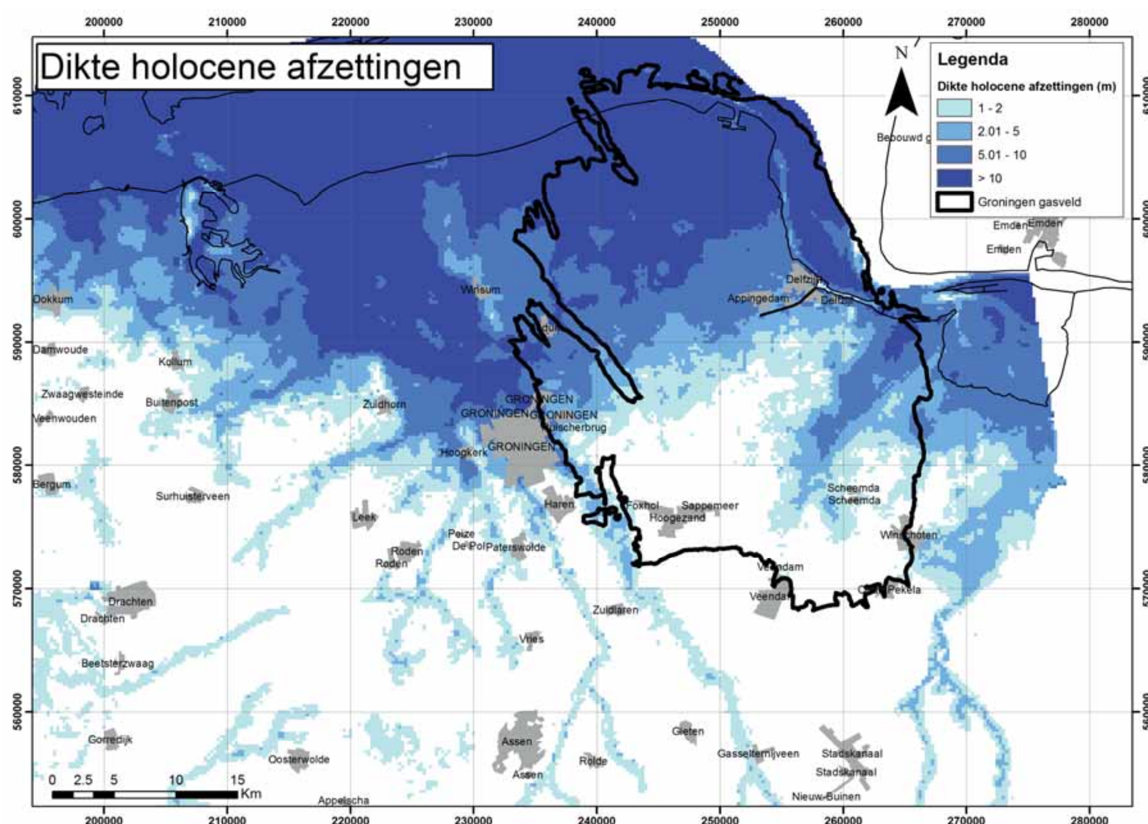
Figuur 2.6 Illustratie van het niet-stationaire karakter van de relatie tussen magnitude en frequentie van optreden (Dost en Kraaijenpoel, 2013)

De voorlopig zwaarste beving in Groningen (magnitude M_w = 3,6, piekversnelling PGA = 0,085 g) vond plaats op 16 augustus 2012. Het epicentrum lag bij Huizinge.

De bepaling van de maximum magnitude maakt deel uit van de studies die eind 2013 opgeleverd zullen worden. In deze studie worden de effecten op kritische infrastructuur bij verschillende magnitudes onderzocht met de magnitude van Mw = 5 als bovengrens.

2.5.2 Invloed ondergrond

Zowel de sterkte van de beving als het trillingsspectrum worden bepaald door de opbouw van de ondiepe ondergrond. Bij een slappe ondiepe ondergrond kan het signaal versterkt worden, ook wel opslingering genoemd. Onder het grote Groningen gasveld varieert de ondiepe ondergrond in het gebied sterk. In het zuiden van het gebied liggen relatief dichte pleistocene zanden aan het oppervlak, naar het noorden toe neemt de dikte van de holocene afzettingen toe (Figuur 2.7). Op het Drents plateau, in het zuiden, is keileem dicht onder het maaiveld aanwezig (Formatie van Drente, gevormd door het landijs in het Saalien). Onder het pleistocene zand bevindt zich op verschillende plekken zware, bruinzwarte klei (*potklei*), die tientallen meters tot meer dan 100 meter dik is. De potklei is in geulsystemen afgezet, de diepste geulen liggen bij Appelscha, Zuidlaren, Hoogezand en Scheemda (Berendsen, 2004). De keileem en potklei zijn relatief stijve formaties. De pleistocene formaties vallen in de Eurocode 8 categorieën B tot C (zie Tabel 2.1). Deze ondergrond vertoont weinig tot geen opslingering.
De Holocene afzettingen bestaan uit een aaneengesloten dik pakket slappe tot vaste klei, afgewisseld met matig vast gepakt kleiig zand (Formatie van Naaldwijk), eventueel met veen inschakelingen (Hollandveen Laagpakket, Formatie van Nieuwkoop). Meestal is bovenop het pleistocene pakket enkele decimeters dunne veenlaag aanwezig, de Basisveen Laag (Formatie van Nieuwkoop). In een strook van ca. 10 tot 15 km langs Eems en Dollard komen dikke veenpakketten voor (Verheij et al, 2002). Deze ondergrond valt in de categorieën C tot D (zie Tabel 2.1).



Figuur 2.7 *Dikte van de holocene afzettingen (DINO, 2013)*

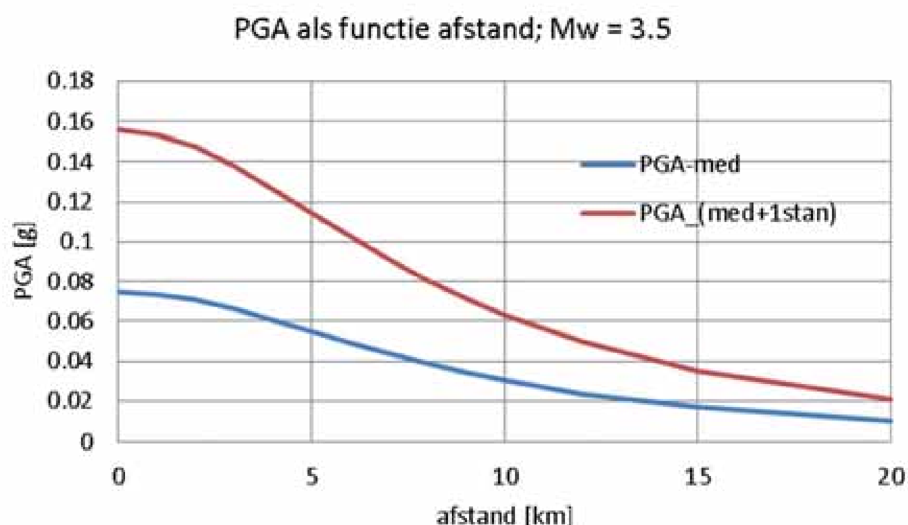
2.5.3 Amplitude en relatie met de afstand

De amplitudes van de bewegingen worden uitgedrukt in piek grondsnelheid (PGV), -versnelling (PGA) en –verplaatsing. De relatie hiervan met magnitude, haarddiepte, afstand en grondgedrag wordt uitgedrukt in empirische dempingsrelaties, afgeleid uit (verzamelingen van) geregistreerde trillingssignalen. Eerder zijn dempingsrelaties afgeleid voor de aardbevingen in Groningen en vergeleken met relaties in gebruik in de internationale praktijk (Dost et al. 2004). Deze relaties vertonen echter een grote onzekerheid op korte afstanden (enkele kilometers) van het epicentrum. Recentelijk is een nieuwe dempingsrelatie opgesteld, gebaseerd op een aanmerkelijk grotere dataset dan voorheen (Akkar et al 2013). Er wordt rekening gehouden met het breuktype en de stijfheid van de ondiepe ondergrond. Hiermee wordt de voorspelling van de PGA en PGV op korte afstanden sterk verbeterd. De PGV en PGA behorend bij een Mw=5 magnitude is met deze relatie berekend. De gebruikte input parameters zijn:

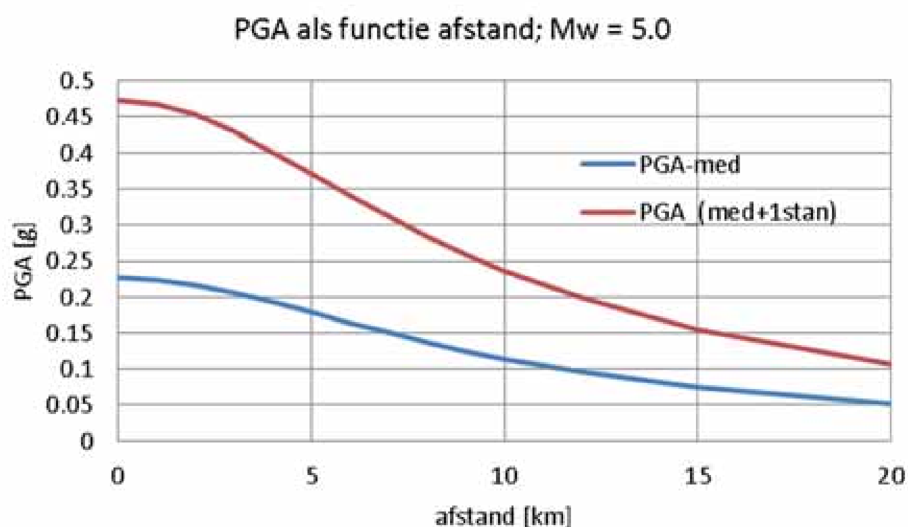
Moment Magnitude	**5**	
Soort breukvlak (Normal: 0, Reverse:1, Strike-slip:2)	0	
Vs30 (m/s) (schuifgolfsnelheid: maat voor stijfheid bovenste 30 m)	184	Middelstum (Wassing et al., 2003)
Diepte (km)	3	

De gemiddelde waarden in het epicentrum zijn dan respectievelijk PGA = 0,23 g en PGV = 0,12 m/s. Om rekening te houden met de onzekerheid in de bepaling van de PGA en PGV worden de constructies beoordeeld tot aan een PGA van 0,5g en een PGV van 0,23 m/s, dit komt overeen met de waarde van de mediaan plus 1 standaarddeviatie volgens Akkar et al

(2013). Met deze relatie is voor verschillende combinaties van magnitude en afstand de PGA te bepalen. Voor de moment magnitude Mw=3.5 en Mw=5 is in Figuur 2.8 en Figuur 2.9 het verloop van de PGA als functie van de afstand gegeven. In elke figuur zijn zowel de mediane waarde als de mediane waarde plus 1 keer de standaard deviatie, volgend uit de spreiding in de database, gegeven. Voor de PGV zijn vergelijkbare relaties op te stellen. Uit een vergelijking door KNMI met de geregistreerde Mw=3.6 signalen van de Huizinge aardbeving bleek dat deze binnen het betrouwbaarheidsinterval van 1 standaarddeviatie vallen (pers. comm. Dost, 2013).



Figuur 2.8 PGA als functie afstand, Mw = 3,5



Figuur 2.9 PGA als functie afstand, Mw = 5

2.5.4 Response spectra

De interactie tussen de karakteristieken van de trilling wordt uitgedrukt in een “response spectrum”. Eurocode 8 bevat model response spectra voor verschillende klassen tektonische aardbevingen. Ook in de studie van Akkar et al. (2013) worden spectrale versnellingen

(versnellingen aan constructies als reactie op de aardbeving)) als functie van de trillingsperiode berekend. Deze worden vergeleken met het response spectrum berekend aan de hand van twee registraties van de augustus 2012 Mw=3.6 beving van Huizinge, in aanmerking genomen dat het spectrum van een zwaardere aardbeving hiervan kan verschillen.

EC8 geeft model response spectra voor tektonische aardbevingen. Onderscheid wordt gemaakt tussen lichte aardbevingen (type 2, magnitude Ms < 5.5) en zware aardbevingen (type 1, Ms > 5.5). Voor Groningen kiezen we voor type 2. Model spectra voor verschillende typen ondergrond conform EC8 zijn weergegeven in Figuur 2.10.

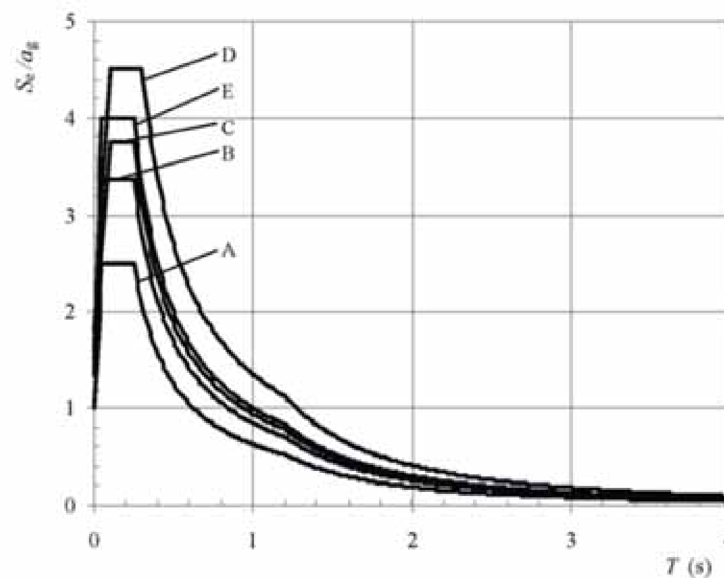


Figure 3.3: Recommended Type 2 elastic response spectra for ground types A to E (5% damping)

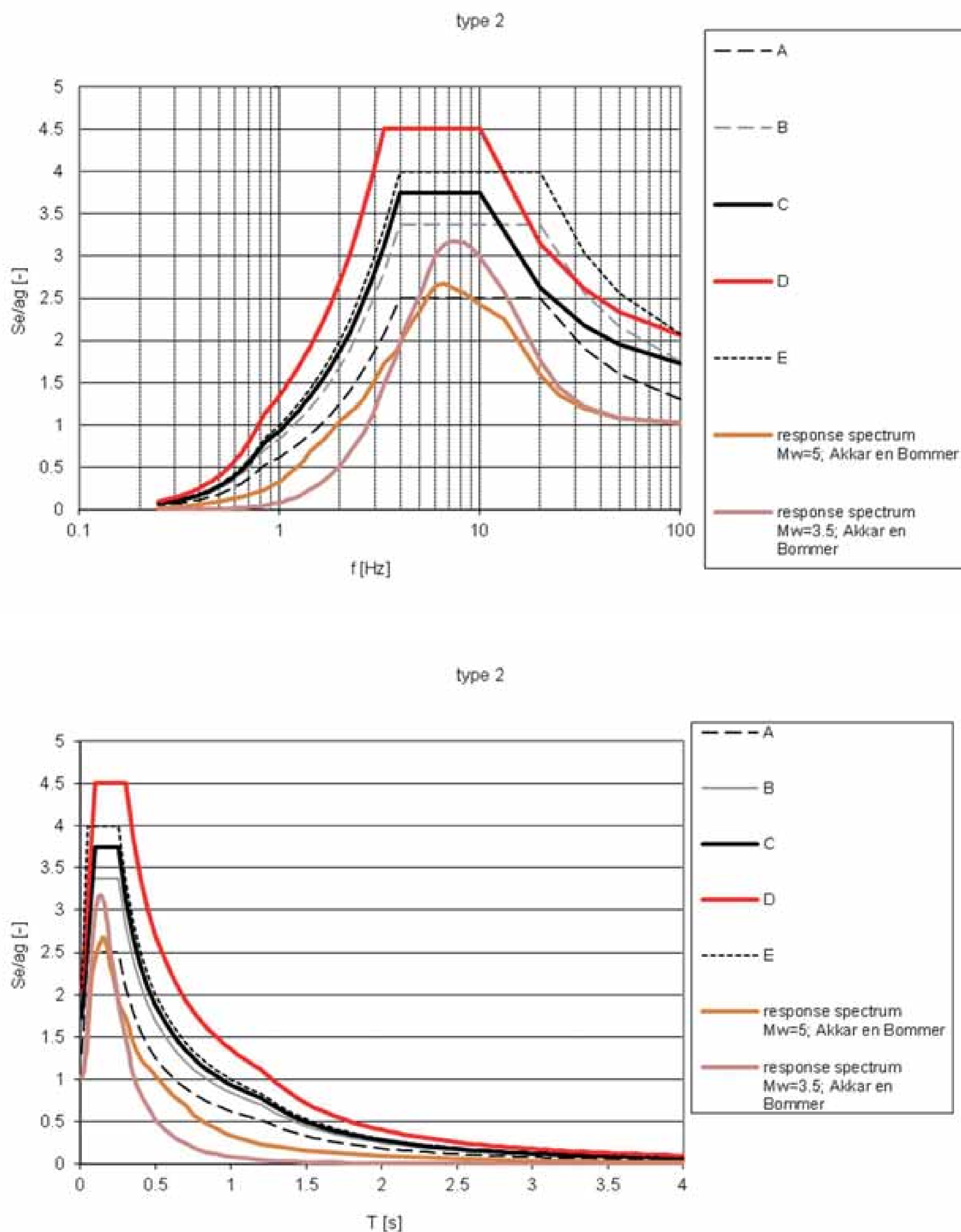
Figuur 2.10 Response spectra type 2, uit EC8

De indeling in ondergrondtypen is als volgt:

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	_	_
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with v_s > 800 m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index (PI > 40) and high water content	< 100 (indicative)	_	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

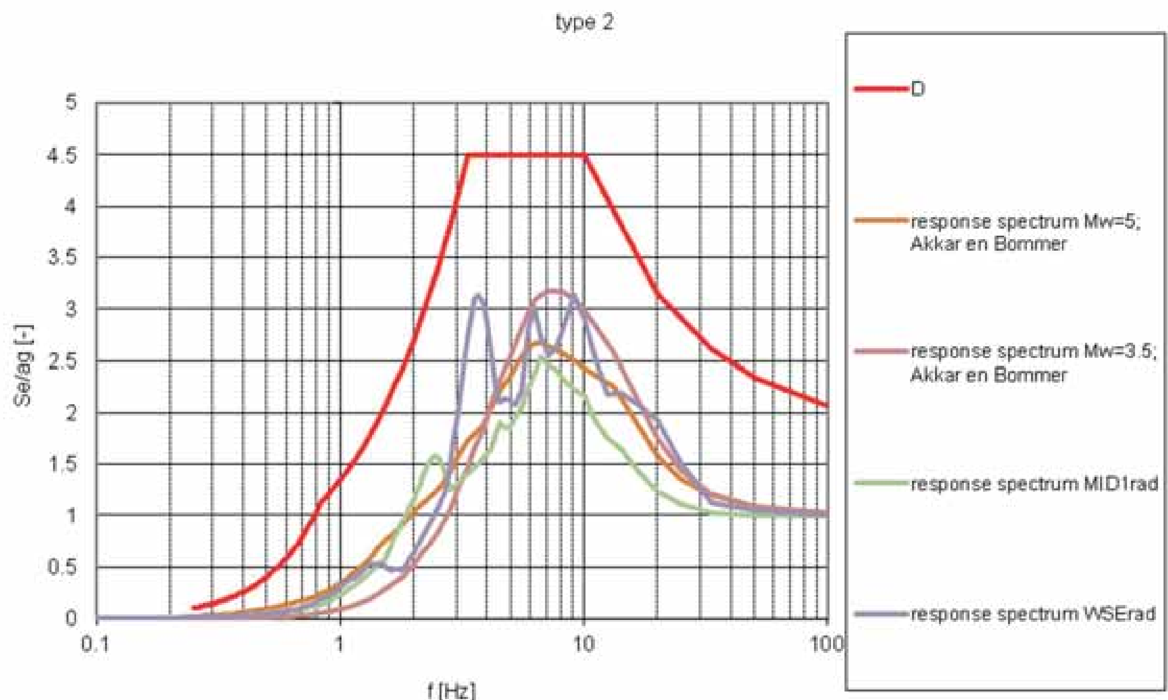
Tabel 2.1 Beschrijving van type ondergrond, EC8

Voor Groningen is type D in principe representatief voor het holocene kleigebied. Met de studie van Akkar et al. (2013) kunnen response spectra worden berekend voor de input parameters gegeven in paragraaf 2.5.2. In Figuur 2.11 worden deze genormaliseerde spectra vergeleken met de spectra uit EC8. Getoond wordt de versnelling van een constructie (Se) als functie van de eigenfrequentie (f) van deze constructie in de bovenste grafiek of de eigenperiode (T) in de onderste grafiek, ten opzichte van de versnelling die in de grond is gemeten (a_g).



Figuur 2.11 Vergelijking van verschillende ontwerpspectra voor belasting (boven in frequentiedomein, onder in tijddomein) op basis van Eurocode 8 (A t/m E) en Akkar et al (2013) (Mw=5 en Mw=3.5)

De EC8, type D en Akkar et al. (2013) spectra worden in Figuur 2.12 vergeleken met twee spectra die gebaseerd zijn op geregistreerde signalen van de Huizinge beving. Hiervoor zijn de registraties van Middelstum (MID1rad) en Westeremden (WSErad) gebruikt.



Figuur 2.12 Vergelijking tussen geregistreerde en model spectra

Het spectrum van de geregistreerde trilling WSErad komt overeen met de spectra berekend volgens Akkar et al. (2013). Het MID1rad spectrum ligt er iets onder. De relatieve amplitude van het EC8 type D spectrum voor tektonische aardbevingen met een magnitude kleiner dan 5,5 overschat de gemeten en berekende respons spectra sterk, maar de kantelfrequenties (ca. 3 Hz en 10 Hz) zijn wel vergelijkbaar.

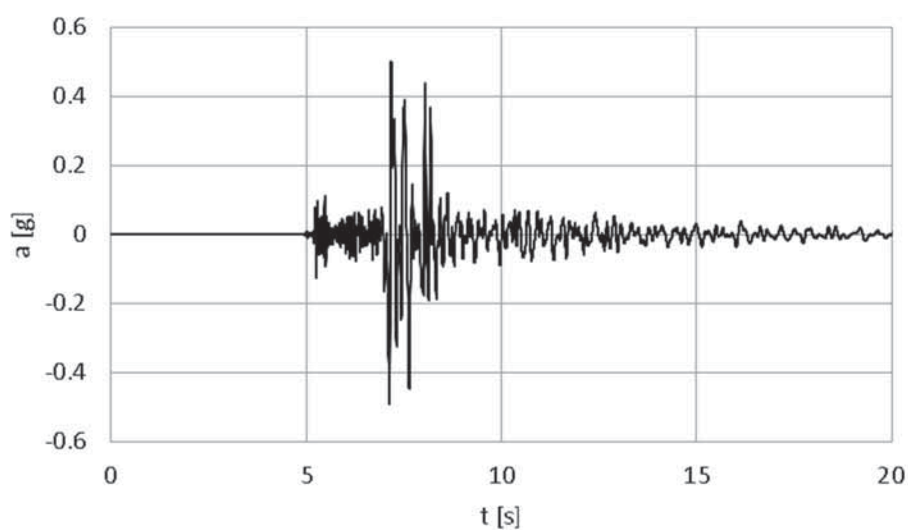
2.5.5 Conclusies

Gekozen is om een geregistreerd aardbevingssignaal te gebruiken als basis voor een afgeleid representatief ontwerpsignaal bij hogere magnitudes. Het geregistreerde signaal is vervolgens opgeschaald naar de te beschouwen magnitude. De piek- en spectrale belastingen zijn in overleg met KNMI berekend met een empirisch rekenmodel van Akkar et al. (2013). Uit een vergelijking van de berekende spectra met de metingen van de Huizinge 2012 aardbeving blijkt dat het spectrum van de meting van het station Westeremden (WSErad) het meest overeenkomt met de gemodelleerde spectra. Bij een aardbeving met Mw=5 is de amplitude van de response op basis van de meting groter dan die van de modellering van Akkar et al. (2013), wat als conservatief kan worden beschouwd. Het WSErad signaal is verkozen boven het MID1rad signaal omdat het WSErad signaal meerdere cycli vertoont, wat ook als een conservatieve aanpak kan worden beschouwd.

Het EC8 spectrum wordt voor de Quick Scan niet gebruikt. Ten opzichte van de gemeten respons en de database van Akkar et al. (2013) voor geïnduceerde bevingen wordt deze op dit moment als te conservatief voor toepassing in Groningen beoordeeld, waarschijnlijk

veroorzaakt door de karakteristieke eigenschappen van de tektonische aardbevingen waarop dit is gebaseerd.

Het gebruikte signaal, opgeschaald naar 0,5g is weergegeven in Figuur.2.13.



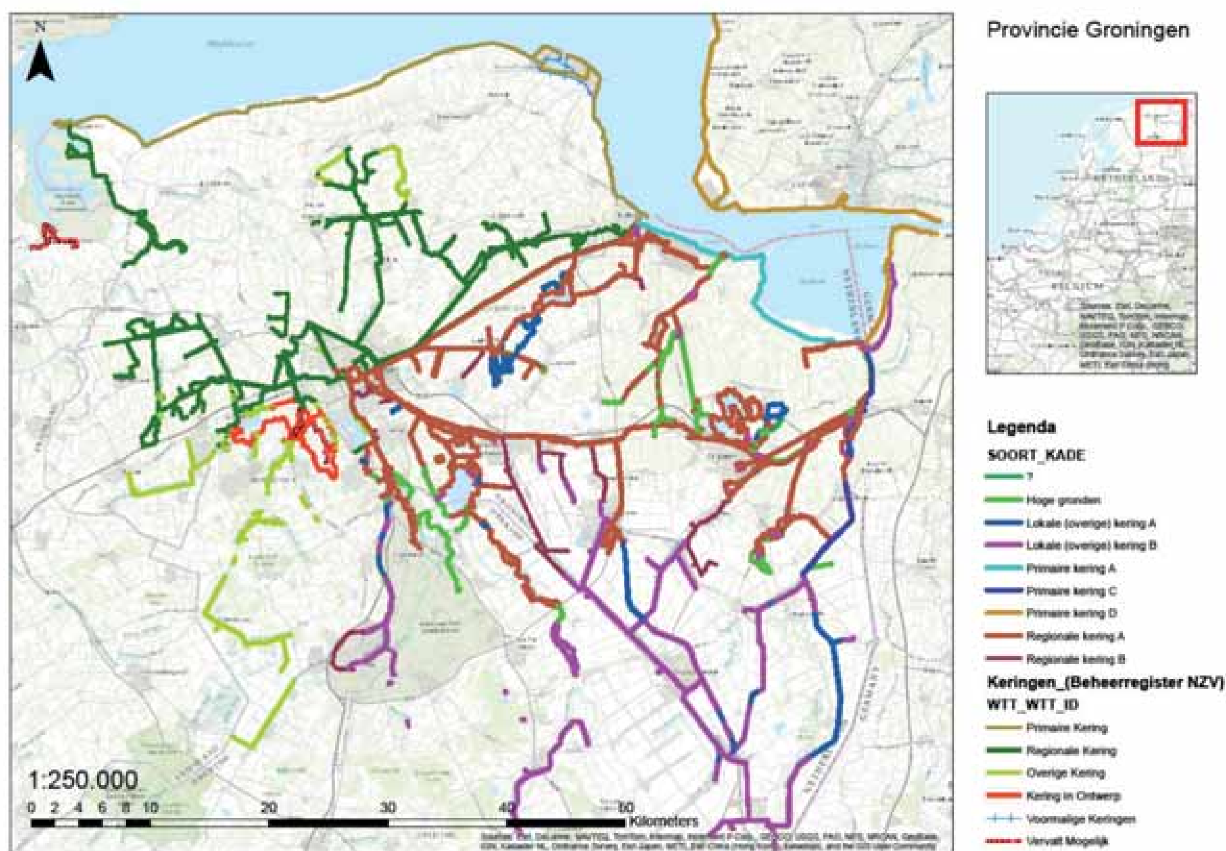
Figuur.2.13 Gebruikt representatieve signaal (verschaald WSErad signaal, PGA = 0,5g), schalingsfactor tijd is 1,0) Voor lagere versnellingen (0 – 0,5g) is de piekversnelling naar rato verlaagd

3 Mogelijke faalmechanismen kritische infrastructuur

3.1 Waterkeringen

3.1.1 Inleiding

In Groningen ligt ongeveer 90 kilometer primaire waterkering en ongeveer 1000 kilometer regionale waterkering. De ligging van de waterkeringen is aangegeven in Figuur 3.1.



Figuur 3.1 Ligging primaire en regionale waterkeringen in Groningen

In deze primaire en regionale waterkeringen bevindt zich een groot aantal waterkerende kunstwerken zoals schutsluizen, doorvoeren van gemalen en coupures. In Figuur 3.2 wordt een deeloverzicht van de door Provincie Groningen beheerde (schut)sluizen gegeven. In Bijlage B is een uitgebreider overzicht van de aanwezige kunstwerken te vinden. De kunstwerken in de regionale keringen zijn nog niet door de waterschappen getoetst, zodat er relatief weinig bekend is over de actuele toestand.

De vraag die in deze Quick Scan moet worden beantwoord is of door gaswinning geïnduceerde aardbevingen een risico vormen voor het waterkerend vermogen van de waterkeringen en daarmee voor de waterveiligheid van de regio. In deze studie wordt alleen het risico dat de waterkerende functie wordt aangetast met mogelijk inundatie als gevolg als risico beschouwd. In deze studie hanteren we hiervoor de term ‘standzekerheid van de waterkering’. In deze definitie wordt schade aan de waterkering zonder inundatie, hoewel de kans daarop reëel is bij grotere magnitude van de aardbeving, niet als risico beschouwd.



Figuur 3.2 Ligging door Provincie Groningen beheerde (schut)sluizen (Google Maps)

In deze Quick Scan is vooral generiek gekeken of aardbevingen een risico kunnen vormen voor de standzekerheid van de waterkeringen. Er worden geen locatiespecifieke conclusies getrokken of locatiespecifieke aanbevelingen gedaan.

In Nederland kennen we voor waterkeringen een veiligheidsfilosofie waarin, naast het rekenen met (ongunstige) karakteristieke waarden, extra partiële veiligheidsfactoren worden gehanteerd. Dit is strenger dan de voorschriften uit de Eurocode, waarin alleen karakteristieke waarden voor parameters worden voorgeschreven. In deze studie is er van uitgegaan dat de Nederlandse, dus strengere, aanpak onverkort van toepassing is.

3.1.2 Eerder onderzoek

In 1998 is een studie uitgevoerd naar het effect van ondiepe aardbevingen op verweking van zand (Kruse,1998). Voor de studie is gekeken naar een combinatie van (ongunstige) omstandigheden zoals die zich in Noord-Nederland zou kunnen voordoen:

- Een aardbevingsbelasting afgeleid van de sterkste in Noord-Nederland gemeten aardbevingssignalen.
- Een opbouw van de ondergrond met onder andere een 11 meter dik pakket losgepakt zand gelegen op een slappe laag.
- Een geometrie met een hoog relatief steil onderwatertalud (helling 1 : 8) met aansluitend een 9 meter hoog dijklichaam.

Het aardbevingssignaal (Roswinkel, 16 februari 1997) is doorgerekend met een 2D lineair elastisch eindig elementenmodel (DIANA). Het aardbevingssignaal had een horizontale piekversnellingswaarde van 0,3g. Op basis van in de literatuur gerapporteerde waarden van piekversnellingen (gemiddelde waarde plus 1 standaardafwijking) horend bij een beving van magnitude 3,35 werd die echter als een extreme uitschieter beschouwd en is een waarde van 0,2g gebruikt voor de berekening. Als vaker voorkomend signaal werd ook gerekend met een waarde van 0,125g. Het losgepakte zand werd representatief geacht voor snel opgevulde getijdengeulen zoals die langs de kust voorkomen.

De berekeningen met een piekversnelling van 0,125g leverden nauwelijks een verhoging van de waterspanning op. De berekeningen met 0,2g leverden wel significante wateroverspanningen op, mede afhankelijk van de aangenomen stijfheid van de slappe laag onder het zand tot volledige verweking van de bovenste meters van het onderwatertalud. Onder de dijk was de waterspanningsgeneratie klein (maximaal 3 %). Uit stabiliteitsberekeningen bleek dan ook dat de dijk stabiel was, maar dat vooral op het onderwatertalud glijcirkels berekend werden. Omdat de helling van het onderwatertalud 1 : 8 was bleef echter ook het onderwatertalud stabiel. Geconcludeerd werd dat enige aantasting van het onderwatertalud door stroming van het verweekte zand aan het oppervlak niet kon worden uitgesloten, maar dat de dijkfunctie en geometrie niet significant werd beïnvloed.

In het rapport staat verder een interessante verwijzing naar de literatuur over de opbouw van wateroverspanning bij explosies (Charlie et al, 1985, Kok, 1987). Genoemd wordt dat waterspanningen zich bij piekversnellingswaarden vanaf 0,1g kunnen gaan opbouwen. Deze waarde komt overeen met wat uit studies naar opgetreden verweking bij aardbevingen naar voren komt.

Een tweede rapport dat ingaat op de invloed van aardbevingen op waterkeringen in Nederland is ‘Invloed van aardbevingen op overstromingsrisico’s’ (Verheij et al, 2002). In het rapport wordt ingegaan op de regio’s Roermond (tektonische aardbevingen), en Bergen/Alkmaar en Groningen/Roswinkel (geïnduceerde aardbevingen door gaswinning). Het rapport geeft een beschouwing van de frequenties van voorkomen van gecombineerde gebeurtenissen (een aardbeving met een bepaalde magnitude én het optreden van een hoogwaterstand). Als maatgevend mechanisme voor de waterkeringen is gekeken naar de stabiliteit van de taludhellingen van de dijk/kade. Aangezien het gaat om overstromingsrisico is de opeenvolging beschouwd van een zware aardbeving die schade aan de waterkering veroorzaakt gecombineerd met het optreden van een hoogwater voordat de schade is gerepareerd.

Voor de regio Groningen/Rosmalen werd verondersteld dat de condities bij boezemkaden (relatief) kritieker zijn dan bij de primaire waterkeringen. De situatie bij de Tussenklappolder werd beschouwd, waarbij bij gebrek aan gegevens werd aangenomen dat de kade onder normomstandigheden (normpeil NAP +1,42 m) een reserve van 10 % in stabiliteitsfactor zou hebben en bij een jaarlijks optredende waterstand (NAP + 0,7 m) een reserve van 20 %. Verder werden de volgende uitgangspunten gebruikt:

- Een magnitude M_L = 3,0 of groter heeft in Noord Nederland een jaarlijkse kans van optreden van 0,4 (gemiddeld eens in de 2,5 jaar). De bijbehorende piekversnelling is 2,0 m/s^2 (mediaan plus standaardafwijking).
- Als maximum magnitude werd M_L = 3,8 verondersteld met bijbehorende piekversnelling van 3,2 m/s^2 (mediaan + standaardafwijking).
- De bevingen zijn zeer kortdurend (circa 0,1 s) en omvatten slechts één hevige puls. Voor deze bevingen als gevolg van delfstofwinning behoeft geen amplificatiefactor (voor opslingering) te worden toegepast.
- De bevingen in het noorden worden over een relatief klein oppervlak gevoeld (met name de maximum piekversnelling).

In de stabiliteitsanalyse werd met een Newmark aanpak (zie paragraaf 3.1.4) voor een taludhelling van 1 : 2 en een hoek van inwendige wrijving van 30 graden bij deze kortdurende piek een verplaatsing van slechts 1 mm berekend bij de maximum piekversnelling. Verweking

werd niet beschouwd, omdat verwacht werd dat onder de kaden slechts sporadisch los gepakt zand voor zou komen. Dit leidde tot de conclusie dat vanwege de korte duur van de beving en het optreden van slechts één puls de gasbevingen een verwaarloosbare invloed hadden op de kans op doorbraak van boezemkaden. In de conclusie van de studie wordt echter nadrukkelijk gewezen op het oriënterende karakter van de studie en op de onzekerheden in aannames en rekenmethoden. Daarom is de stelling dat op basis van de studie niet eenduidig kon worden vastgesteld dat bij de veiligheidsbeoordeling geen rekening hoeft te worden gehouden met natuurlijke en geïnduceerde aardbevingen.

In het Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen (2007) wordt in katern 4 Belastingen in paragraaf 3.6 de belasting door aardbevingen en aardschokken behandeld. De letterlijke tekst:
"In zuidoost Nederland (provincie Limburg, het oostelijk deel van Noord-Brabant en zuidoost Gelderland) is de kans op een aardbeving met een intensiteit die schade tot gevolg kan hebben, ongeveer 1/1.000 per jaar. In de regio's Groningen/Roswinkel en Bergen/Alkmaar kunnen aardschokken voorkomen die het gevolg zijn van aardgaswinning. In de overige delen van het land is de kans op aardbevingen of aardschokken aanzienlijk kleiner.

Omdat een aardbeving en extreem hoog water twee onafhankelijke gebeurtenissen zijn, is de bijdrage aan de kans op falen van de waterkering te verwaarlozen. Bovendien zal de schade bij waterkeringen met een taludhelling van 1 : 3 of flauwer slechts in bijzondere gevallen (als de ondergrond bestaat uit zeer los gepakt zand) gepaard gaan met afname van kerende hoogte. Zowel de kans op een aardbeving tijdens hoogwater als het effect van een aardbeving op een waterkering is dusdanig klein dat waterkeringen niet getoetst worden voor dit belastinggeval."

De Leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen (2007) is hierover kort:
"De kans op falen van de kering ten gevolge van aardbevingen en aardschokken is te verwaarlozen. Deze belasting hoeft zodoende niet te worden beschouwd."

3.1.3 Scenario analyse waterkeringen (primair, regionaal en kunstwerken)

Er is een scenario-analyse naar het bezwijken van waterkeringen als gevolg van geïnduceerde aardbevingen uitgevoerd. Hierbij zijn alleen die faalmechanismen of vormen van schade behandeld waarvan, op basis van de risicosessie tussen Deltares en de waterschappen Noorderzijlvest en Hunze en Aa's (zie Bijlage B) en ervaringen elders, wordt verondersteld dat deze beïnvloed kunnen worden door geïnduceerde aardbevingen. Daarbij is, waar nodig, onderscheid tussen primaire en regionale keringen gemaakt.

In deze paragraaf wordt ingegaan op waterkerende kunstwerken in primaire en regionale waterkeringen. Daaronder worden de volgende typen objecten onderscheiden:

- Uitwendige grondkeringen: kade- en keerwanden, coupures.
- Inwendige grondkeringen: zelfstandig waterkerende langsconstructies (type I), waterkerende langsconstructies als onderdeel van het grondlichaam (type II).
- Uitwendige waterdoorvoeren: keer-, stroom- en schutsluizen.
- Inwendige waterdoorvoeren: in-/uitlaatkokers, doorvoerkokers (gemaal).

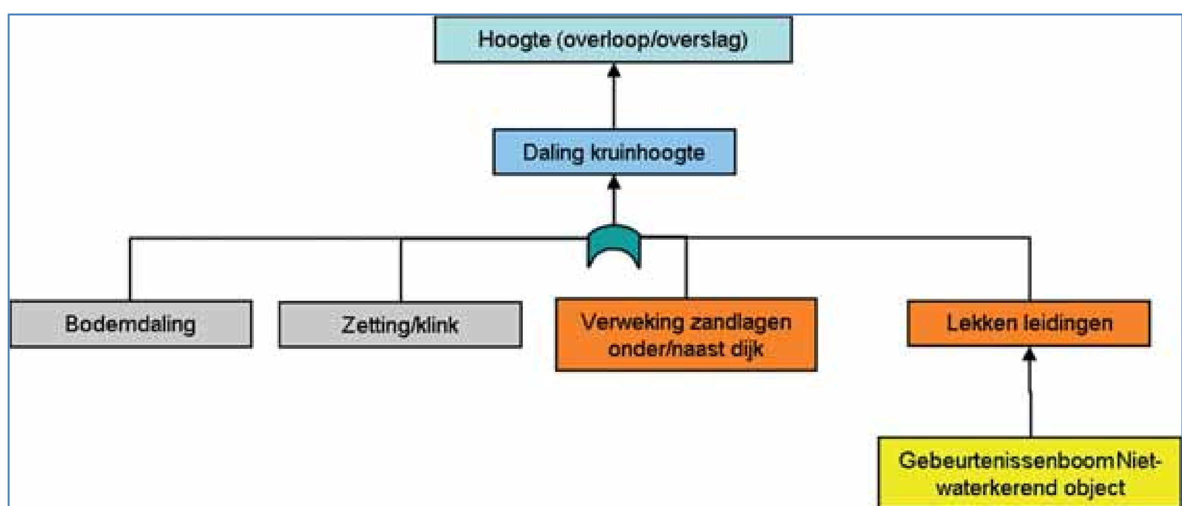
Primaire en regionale keringen
Volgens het VTV (RWS, 2007) moet een primaire waterkering (onder invloed van een hoogwaterbelasting) worden getoetst aan de *directe faalmechanismen* overloop/overslag, opbarsten en piping, macrostabiliteit binnenwaarts, macrostabiliteit buitenwaarts, microstabiliteit, bekledingen en aan de *indirecte faalmechanismen* stabiliteit voorland en Niet-waterkerende objecten (NWO's).

Voor regionale keringen wordt gebruik gemaakt van de "Leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen" (STOWA, 2007). Feitelijk worden dezelfde mechanismen beschouwd als bij primaire waterkeringen, met daarbij de aanvulling dat aan de belastingkant ook gekeken wordt naar droogte bij droogtegevoelige (veen)kades.

Geïnduceerde aardbevingen kunnen een additionele bijdrage leveren aan de kans dat een waterkering volgens één van de bovenstaande bezwijkmechanismen faalt.

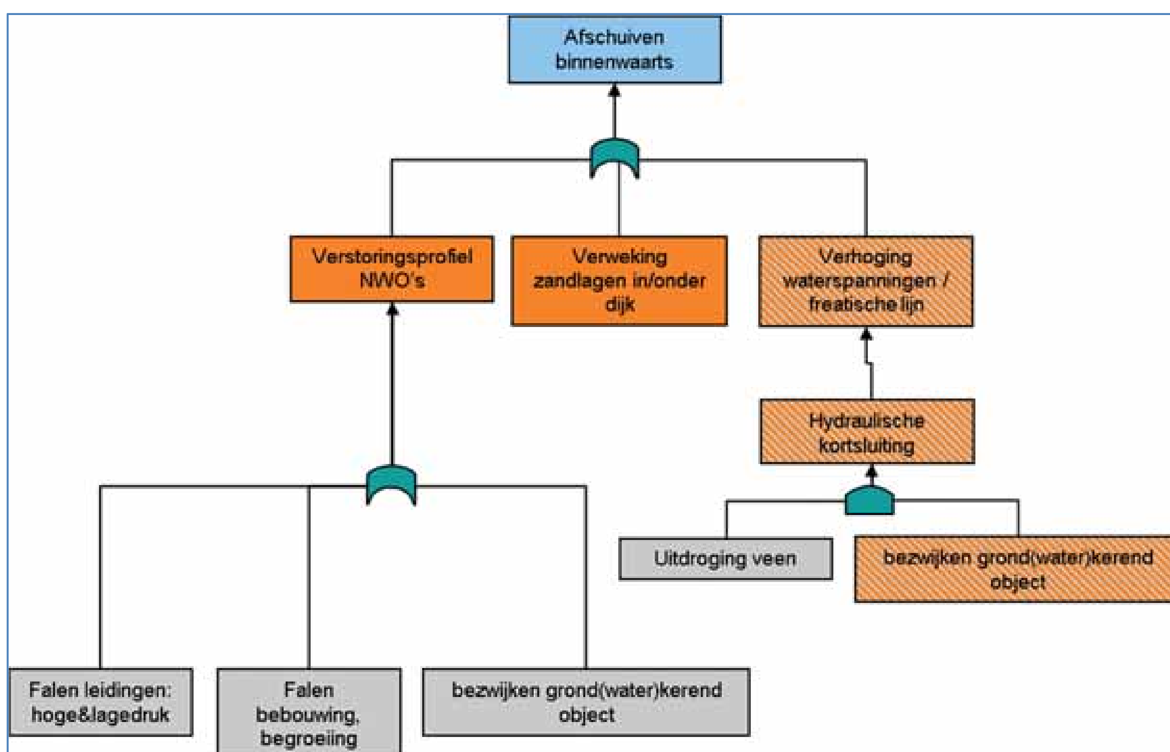
De kans op overstromen is het product van de kans op falen door een aardbeving en het optreden van een hoog water (d.w.z. een waterstand hoger dan restkruinhoogte na falen).
Belangrijk verschil tussen regionale en primaire keringen is dat bij regionale keringen het reguliere peil relatief weinig verschilt van het toetspeil, waarmee de kans op falen door aardbeving vrij direct bij kan dragen aan de kans op overstromen. Bij primaire keringen is de kans op het optreden van een hoog water in de periode dat de dijk beschadigd is ten gevolge van een aardbeving over het algemeen kleiner.

Navolgend wordt voor elk van de directe faalmechanismen een gebeurtenissenboom gegeven, waarbij in de oranje vakjes de gebeurtenissen zijn aangegeven die beïnvloed kunnen worden door een geïnduceerde aardbeving (tijdens of direct na de beving). De indirecte faalmechanismen zijn in de foutenbomen verwerkt. Er wordt verondersteld dat de invloed van bevingen op de faalmechanismen microstabiliteit en bekledingen verwaarloosbaar is.

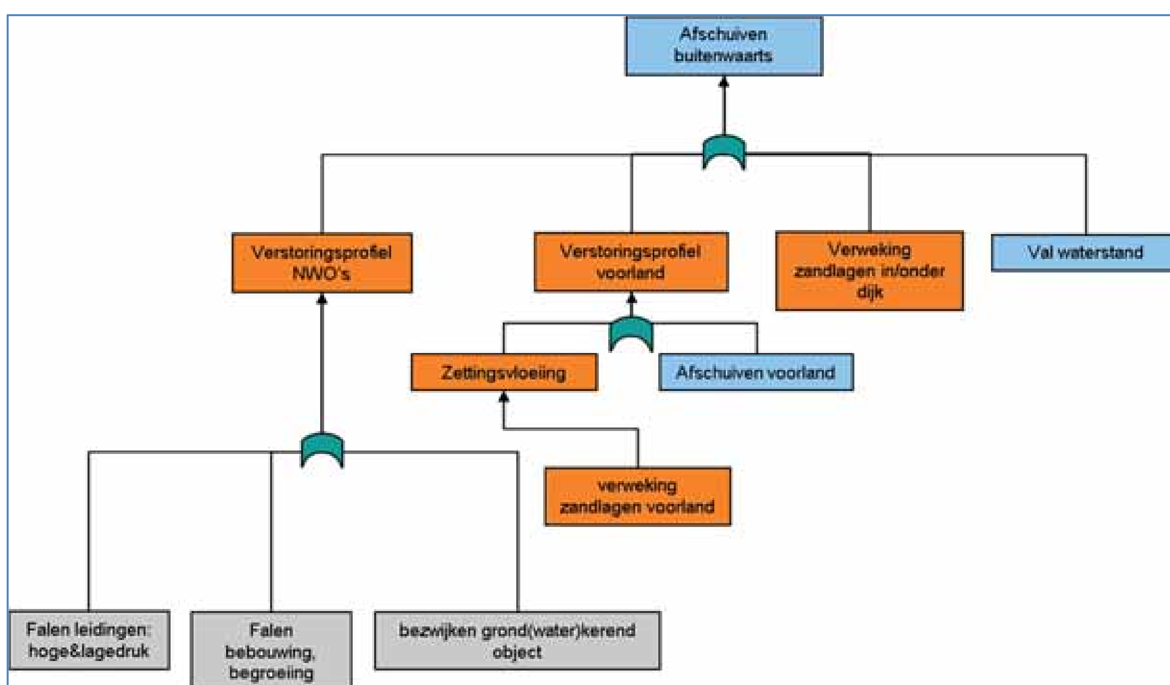


Figuur 3.3 Foutenboom behorend bij overloop/overslag

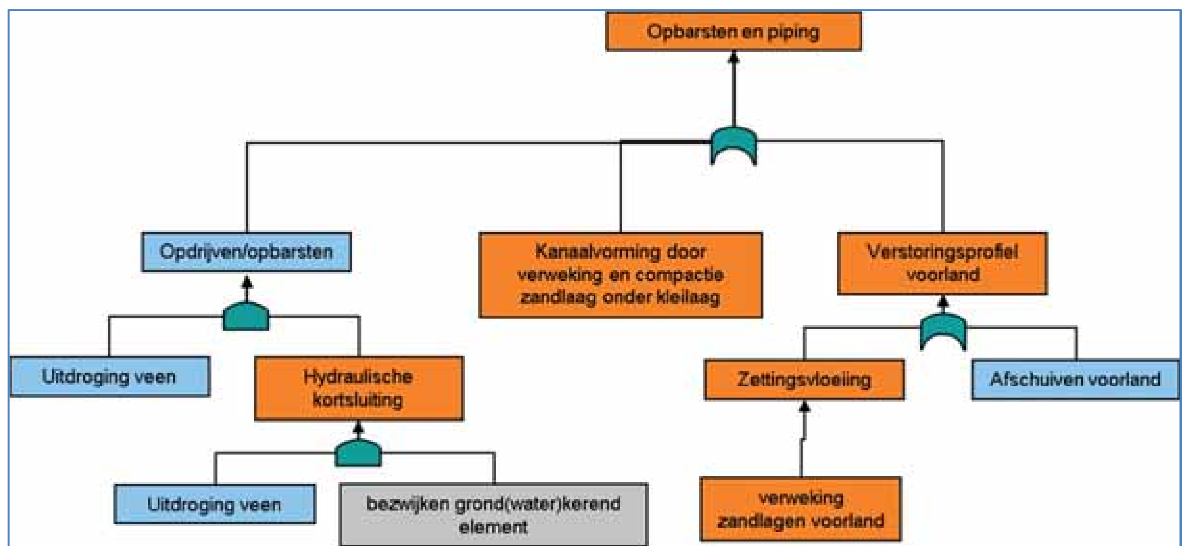
N.B. Het mechanisme van bodemdaling is ook gerelateerd aan onder andere de gaswinning. Dit indirecte effect is hier buiten beschouwing gelaten, maar speelt op langere termijn natuurlijk een rol in de hoogteligging van de kruin.



Figuur 3.4 Foutenboom behorend bij binnenwaartse macrostabiliteit



Figuur 3.5 Foutenboom behorend bij buitenwaartse macrostabiliteit



Figuur 3.6 Foutenboom behorend bij opbarsten en piping

In de gebeurtenissenbomen komen drie belangrijke gebeurtenissen/mechanismen naar voren die kunnen optreden ten gevolge van een geïnduceerde beving:

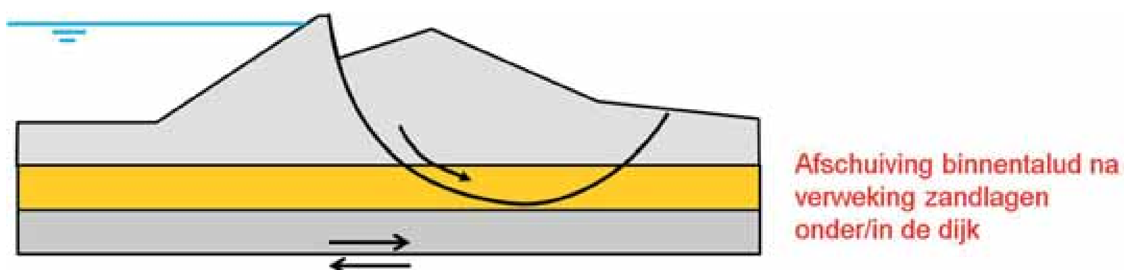
A. Verweking.
B. Hydraulische kortsluiting.
C. Bezwijken niet waterkerende objecten.

Navolgend worden deze mechanismen toegelicht en hun relatie met de faalmechanismen schematisch weergegeven.

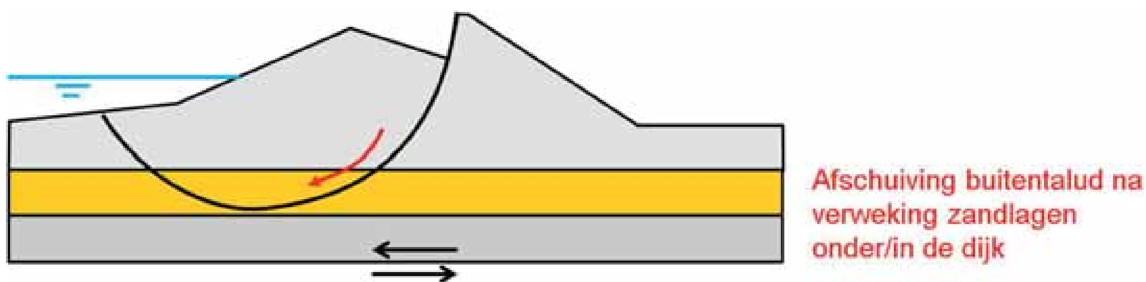
A Verweking

Er zijn twee typen verweking: cyclische verweking en statische verweking. Cyclische verweking betreft de cumulatieve opbouw van waterspanningen bij meerdere belastingswisselingen. Statische verweking betreft de opbouw van wateroverspanningen door het ineenstorten van het losgepakte korrelskelet. Hiervoor is in principe maar één voldoende grote belastingsverandering nodig. Andere voorwaarden zijn dat het zand losgepakt en waterverzadigd is. Onderscheid kan gemaakt worden tussen verweking van verzadigde en losgepakte zandlagen in en onder de dijk zelf en in het voorland.
Verweking in en onder de dijk zal leiden tot verlaging van de schuifsterkte (wateroverspanningen) en kan daarmee leiden tot binnen- of buitenwaartse macroinstabiliteit (Figuur 3.7 en Figuur 3.8). Na enige tijd zal er in de verweekte lagen compactie (volumeverkleining) optreden. Dit kan leiden tot een daling van de kruinhoogte of, in geval van een kleidijk, het ontstaan van ruimte tussen de zandlaag en de kleidijk, waardoor piping kan ontstaan (Figuur 3.9 en Figuur 3.10).
Statische verweking van zandlagen in het onderwatertalud van het voorland kan leiden tot een zettingsvloeiing. Zettingsvloeiing leidt tot een reductie van de voorlandlengte. Dit kan leiden tot buitenwaartse macrostabiliteit en reductie van de beschikbare pipinglengte (figuren Figuur 3.11 en Figuur 3.12).

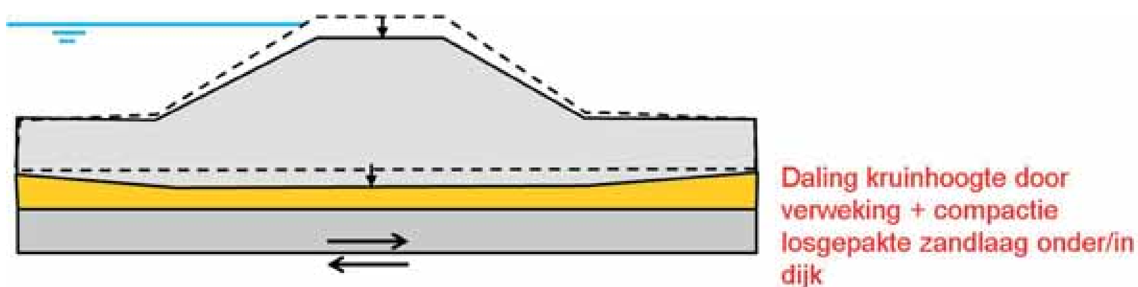
Verweking in losgepakte zandlagen onder/naast de dijk:



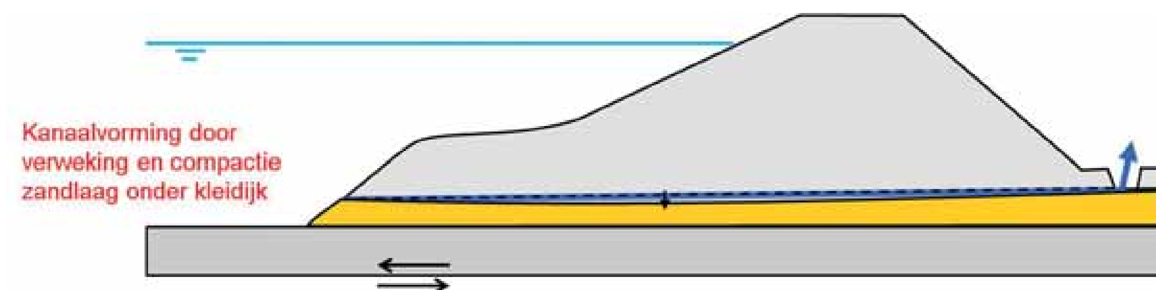
Figuur 3.7 Verweking losgepakte zandlaag en afschuiving binnentalud



Figuur 3.8 Verweking losgepakte zandlaag en afschuiving buitentalud

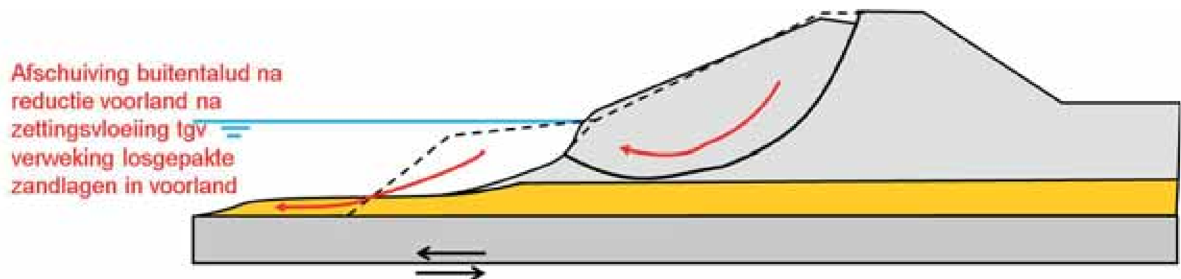


Figuur 3.9 Verweking + compactie losgepakte zandlaag en daling kruinhoogte

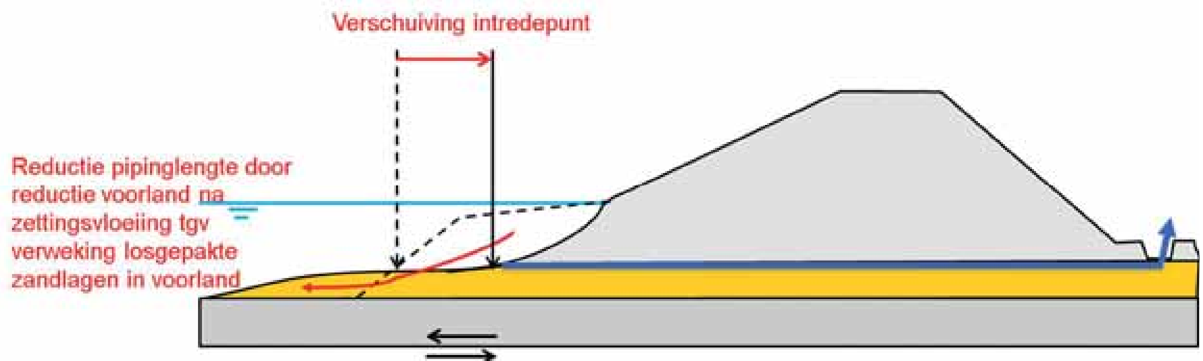


Figuur 3.10 Verweking losgepakte zandlaag onder kleilaag, compactie en vorming kanaal

Verweking in losgepakte zandlagen in het voorland:



Figuur 3.11 Verweking losgepakte zandlaag in voorland, zettingsvloeiing en afschuiving buitentalud



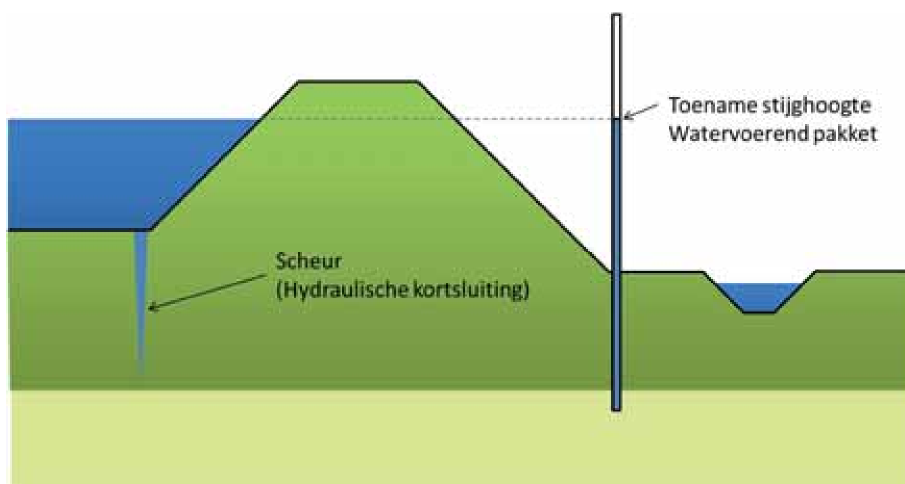
Figuur 3.12 Verweking losgepakte zandlaag in voorland, zettingsvloeiing en reductie pipinglengte

B Hydraulische kortsluiting

Onderstaande passage is ontleend aan "Leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen" (Stowa, 2007).

Hydraulische kortsluiting is het ontstaan van een min of meer weerstandsvrije waterstroom tussen het oppervlaktewater en één of meer relatief horizontaal doorlatende grondlagen in of onder de kering (zie Figuur 3.13). Het ontstaan van hydraulische kortsluiting kan leiden tot een toename van de waterspanningen in die lagen. Dit kan een zeer ongunstige invloed hebben op de veiligheid tegen het optreden van verschillende mechanismen, met name de veiligheid tegen piping en tegen afschuiven van het binnentalud als gevolg van het wegvallen van de schuifsterkte langs een horizontaal grensvlak (in dit geval de bovenzijde van de beschouwde watervoerende laag).

Als een mogelijke oorzaak voor het ontstaan van hydraulische kortsluiting geeft de leidraad het horizontaal vervormen van de waterkering en ontstaan van grondbreuk in de waterbodem, zoals schematisch weergegeven is in Figuur 3.13. Dit scenario wordt niet ondenkbaar geacht in het geval van een aardbeving, met name daar waar langs de oeverlijn damwanden zijn aangebracht. Eveneens zou hierdoor piping meer maatgevend kunnen worden. Tijdens droge omstandigheden zou de kans op het ontstaan van hydraulische kortsluiting nog groter kunnen zijn.



Figuur 3.13 Toename stijghoogte (waterspanningen) als gevolg van hydraulische kortsluiting

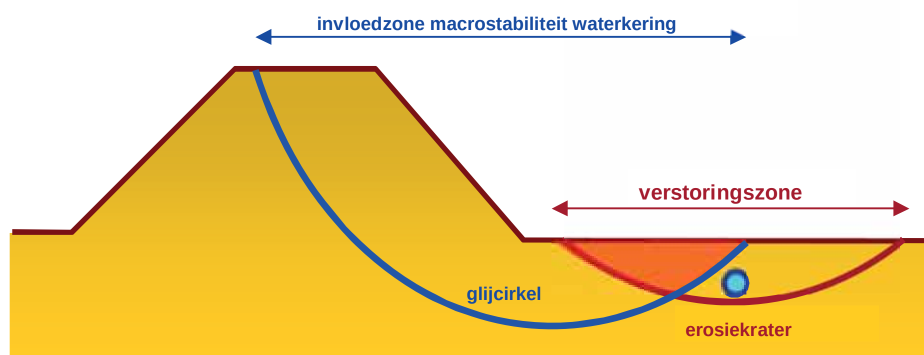
C Bezwijken Niet waterkerende objecten (NWO's)

Een Niet Waterkerend Object (NWO) kan het waterkerend vermogen van de waterkering verstoren en daardoor een negatieve invloed hebben op de invloedzones behorende bij de verschillende faalmechanismen van de waterkering, zoals bijvoorbeeld de glijcirkel bij macrostabiliteit. Vaak is daarvan pas sprake als er sprake is van een calamiteit aan het NWO, bijvoorbeeld een ontwortelde boom, een lekke waterleiding of een geëxplodeerde gasleiding. Dit zijn in het geval van een aardbeving geen ondenkbare situaties.

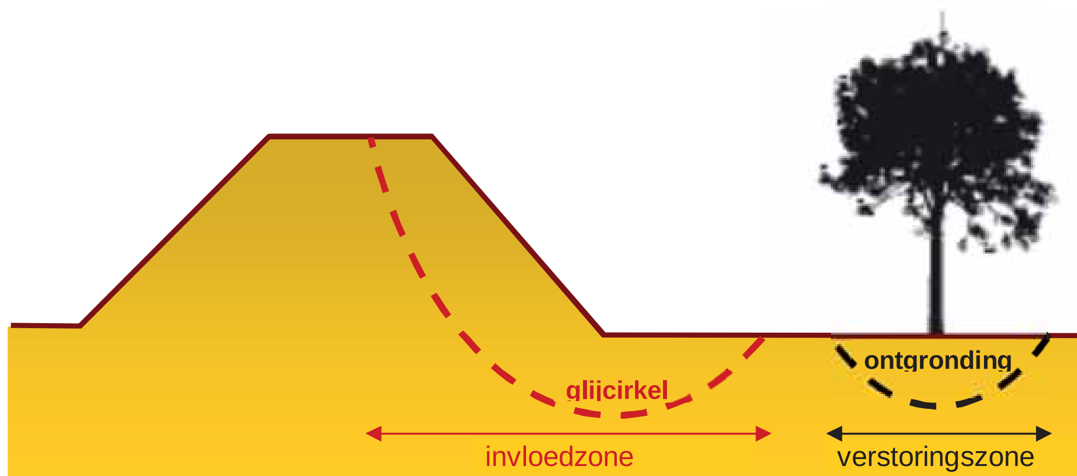
Bij de beoordeling van verstoringzones zijn van belang:

- De locatie van het NWO in het dwarsprofiel.
- De omvang van de verstoringzone.
- De staat van onderhoud van het object.

In Figuur 3.14 en Figuur 3.15 wordt schematisch de interactie weergegeven tussen de invloedzones van de waterkering en de verstoringszones van een NWO.

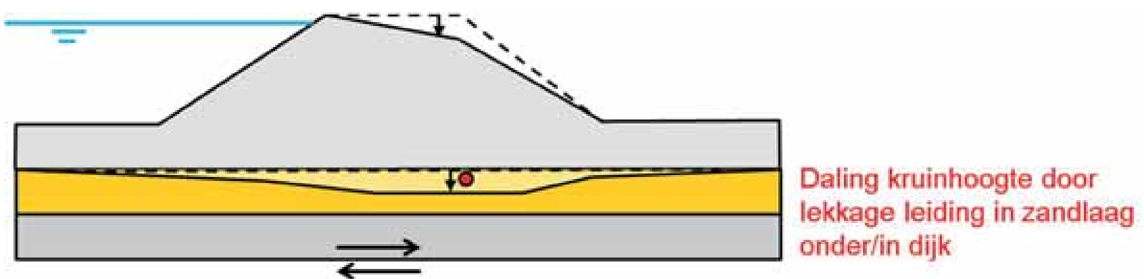


Figuur 3.14 Interactie tussen invloedzone waterkering en NWO



Figuur 3.15 Verstoringszone en invloedzone binnen een dwarsprofiel

In Figuur 3.16 wordt aangegeven hoe lekkage van een leiding kan leiden tot een daling van de kruinhoogte.

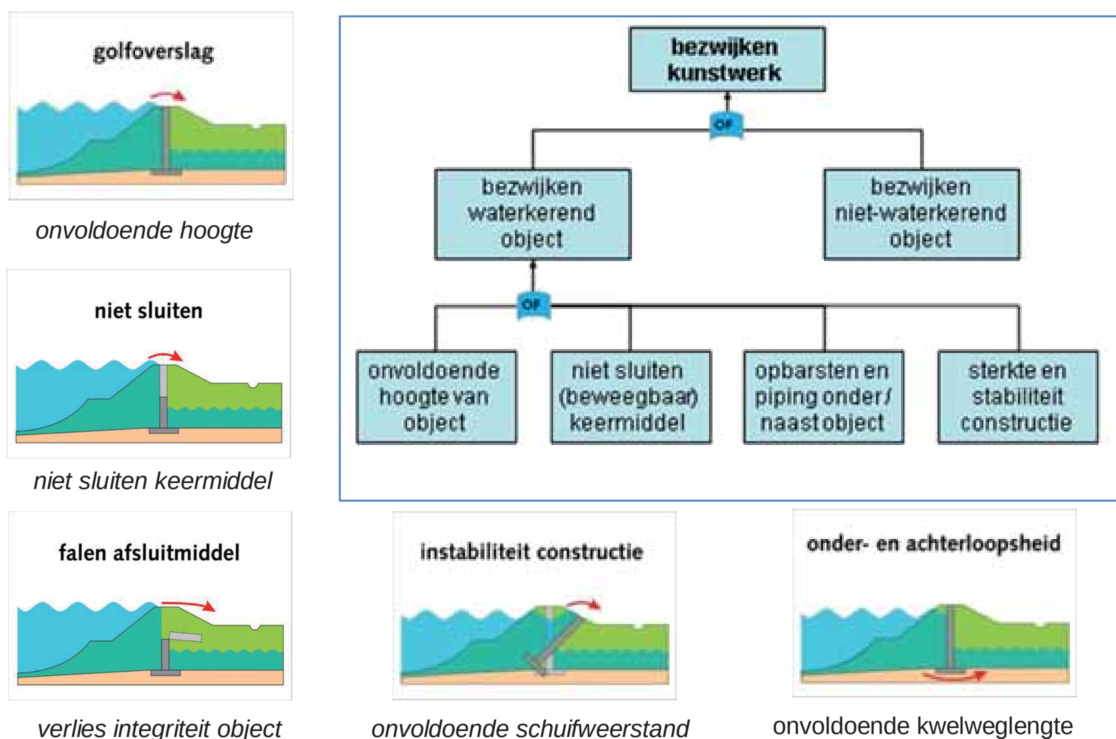


Figuur 3.16 Lekkage leiding + uitspoeling zand en daling kruinhoogte

Waterkerende kunstwerken

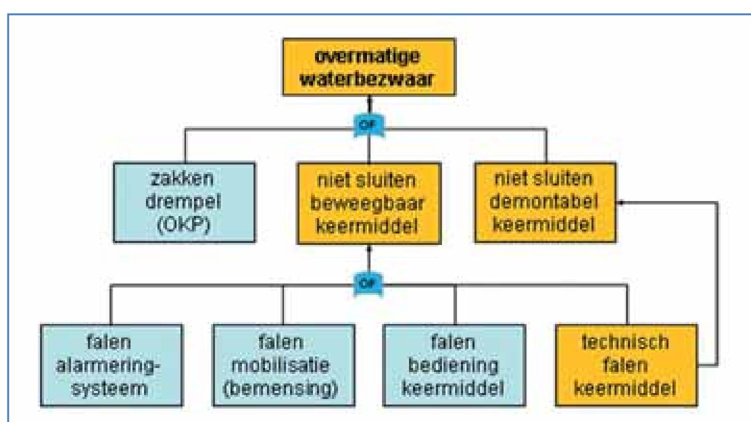
In de scenario-analyse naar het mogelijk bezwijken van of ontstaan van schade aan waterkerende objecten als gevolg van geïnduceerde aardbevingen worden alleen faalmechanismen omtrent waterkerende objecten beschouwd, zie Figuur 3.17. Dit impliceert ten eerste dat bezwijken of schade als gevolg van alleen een hoogwaterbelasting niet wordt beschouwd. Daarnaast vallen door deze afbakening niet-waterkerende objecten (zoals bebouwing, begroeiing, leidingen en duikers) hier buiten de scope.

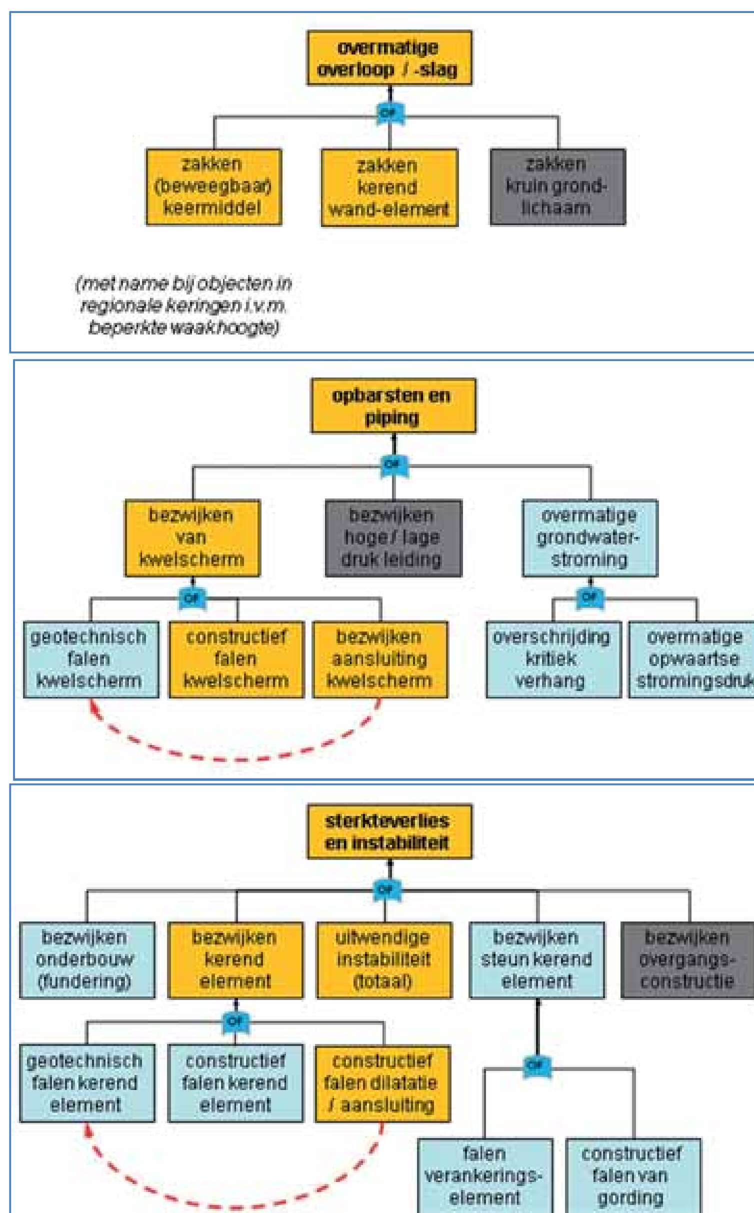
Er zijn dan volgens het VTV (RWS, 2007) vijf sporen waarop een waterkerend object onder invloed van een hoogwaterbelasting moet worden getoetst: hoogte, betrouwbaarheid sluiting, piping en heave, stabiliteit constructie & grondlichaam en sterkte constructie-onderdelen.



Figuur 3.17 Overzicht faalmechanismen waterkerende kunstwerken

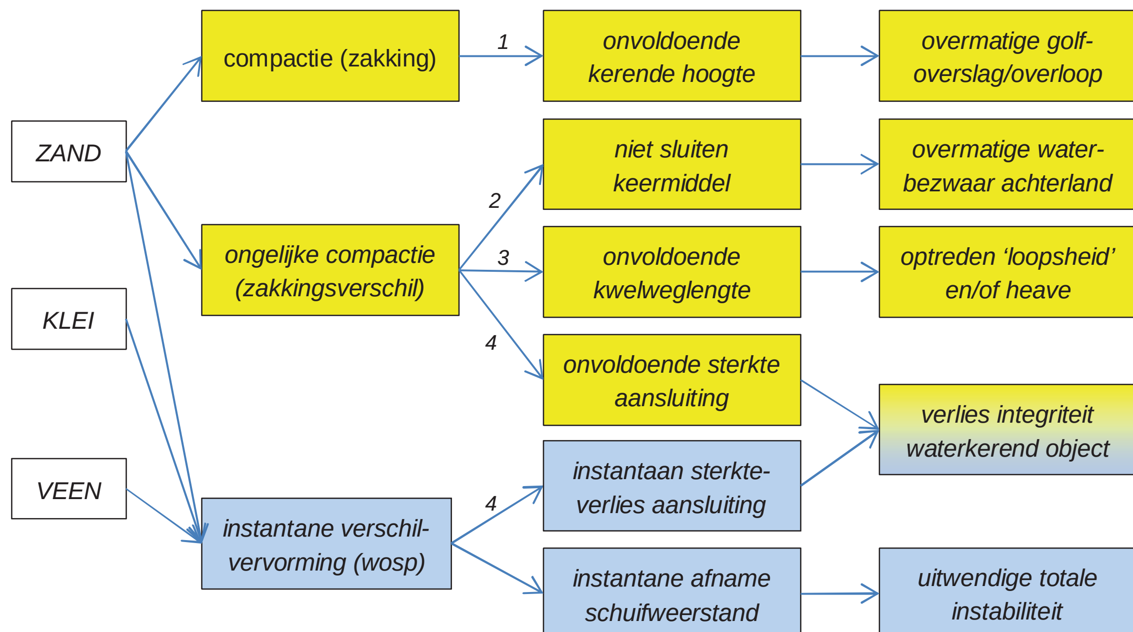
Geïnduceerde aardbevingen kunnen een additionele bijdrage leveren aan de kans dat een waterkerend object volgens één van de bovenstaande bezwijkmechanismen faalt of dat er schade aan het object ontstaat. Per toetsspoor is voor waterkerende objecten in Figuur 3.18 een faalkansboom opgezet, waarbij de oranje vakjes de gebeurtenissen aangegeven die door een geïnduceerde aardbeving kunnen worden beïnvloed.





Figuur 3.18 Overzicht faalmechanismen kunstwerken die beïnvloed worden door aardbevingen (oranje vakjes)

In Figuur 3.19 is voor de eerder genoemde fenomenen (compactie, verschilvervorming, verlaging schuifsterkte) aangegeven op welke wijze deze tijdens (instantaan, blauw) of na (uitgesteld, geel) een geïnduceerde beving de vijf toetssporen voor waterkerende objecten negatief beïnvloeden:



[1] Zakking keermiddel of grond(water)kerend element (bij afname geotechnische draagkracht).
[2] Falen alarmering of technisch falen keermiddel (beweegbaar of demontabel).
[3] Constructief falen aansluiting kwelscherm op object (bij ongelijke afname geotechnische draagkracht).
[4] Constructief falen aansluiting constructieve elementen (bij ongelijke afname geotechnische draagkracht).

Figuur 3.19 Negatieve beïnvloeding van toetssporen waterkerende objecten door geïnduceerde aardbeving

3.1.4 Aanpak analyse beïnvloeding waterkeringen

In deze Quick Scan is de aandacht met name gericht geweest op twee schademechanismen: vervormingen (taludstabiliteit) en verweking. In de aardbevingsliteratuur zijn methoden te vinden voor het geven van inschattingen van de mate van vervorming (Bijlage A.1)) en het bepalen van de kans op gehele of gedeeltelijke verweking (Bijlage A.2) als functie van de belasting (PGA), de grondgesteldheid en de geometrie. Omdat er geen betere methoden beschikbaar zijn, zijn deze, veelal empirische, methoden voor tektonische aardbevingen onverkort toegepast. In een tweede, flankerend spoor zijn wel PLAXIS berekeningen uitgevoerd. Hieruit blijkt da de korte duur van de geïnduceerde aardbevingen op basis van de huidige state-of-the art geen aanleiding geeft om de resultaten van de empirische methoden anders te interpreteren (Bijlage A.3).

Als derde schademechanisme is het optreden van hydraulische kortsluiting beschouwd. Normaal gesproken wordt hydraulische kortsluiting alleen beschouwd voor droogtegevoelige (veen)kaden met als argument dat alleen droogtegevoelige kaden onderhevig zijn aan uitdroging en daarmee gepaard gaande vervormingen. Voor aardbevingen is dit onderscheid niet te maken en moeten in principe alle kades worden beschouwd.

Voor hydraulische kortsluiting bij aardbevingen zijn wel twee andere voorwaarden waaraan getoetst kan worden. Kortsluiting wordt alleen een probleem geacht als er een damwand aanwezig is en als er op niet te grote diepte zand in de ondergrond aanwezig is. In dat geval kan er sprake van zijn dat de damwand anders op de bevingsbelasting reageert dan de omliggende grond en er een spleet tussen damwand en grond ontstaat. Dit moet zich voort kunnen zetten tot aan de zandlaag.

In het geval dat aan deze twee condities wordt voldaan dan kan een eerste conservatieve toets zijn om aan te nemen dat de stijghoogte in de zandlaag gelijk wordt aan het boezempeil. Indien de stabiliteit in dat scenario voldoet dan is de situatie voldoende veilig. Zo niet dan is aanscherpen van de aannames noodzakelijk.

3.2 Buisleidingen

3.2.1 Literatuuronderzoek

In de literatuur zijn enkele studies beschikbaar waarin aan de hand van de geconstateerde schade gevallen empirische relaties voor verwachte schade gegeven worden. Tevens tracht men op basis van post-analyse lessen te trekken voor beter ontwerp van een leiding of een heel netwerk. De schades aan leidingen worden vaak uitgedrukt in het aantal schades per km.

Op dit moment zijn geen studies naar de schade aan leidingen door geïnduceerde aardbevingen bekend. Internationaal wordt na het optreden van natuurlijke aardbevingen (met name in de VS) vaak een schade analyse uitgevoerd. Dash en Jain (2007) hebben waarnemingen van verschillende onderzoekers gebundeld en in een tabel weergegeven. Deze tabel is weergegeven in Bijlage C. Uit de tabel met gegevens van ernstige aardbevingen volgen verschillende vormen van schade. Schade door de passerende aardbevingsgolven en schade door blijvende grondverplaatsingen worden gerapporteerd (afschuivende grondmassa's, verweking van de grond). Daarnaast wordt vaak ernstige vervolg schade gerapporteerd, waaronder branden bij gebroken gasleidingen en het niet meer functioneren van het hele transport netwerk. De problematiek is dus niet a priori verwaarloosbaar. Er moet rekening gehouden worden met zowel de invloed van de tijdelijke grondbelasting als de invloed van de permanente grondbelasting.

In de literatuur is gezocht naar een methode voor de toetsing van leidingen bij geïnduceerde aardbevingen en natuurlijke aardbevingen, zie Bijlage C. Uit de literatuur bestaat de indruk dat grote diameter leidingen kwetsbaarder zijn dan kleine diameter leidingen. Het type leiding is eveneens relevant. De meeste schade wordt veroorzaakt door de permanente verplaatsingen als gevolg van de aardbevingen.

In de Eurocode 8 wordt onderscheid gemaakt tussen voorbijgaande tijdelijke grondbeweging en permanente grondverplaatsing. Indien er geen risico aanwezig is op het optreden van permanente grondverplaatsing (dit volgt uit een studie naar de grond waarin de leiding is aangelegd) kan de leiding worden beoordeeld door middel van een studie naar de voorbijgaande tijdelijke grondverplaatsingen. Bij deze studie dient aandacht te worden besteed aan:

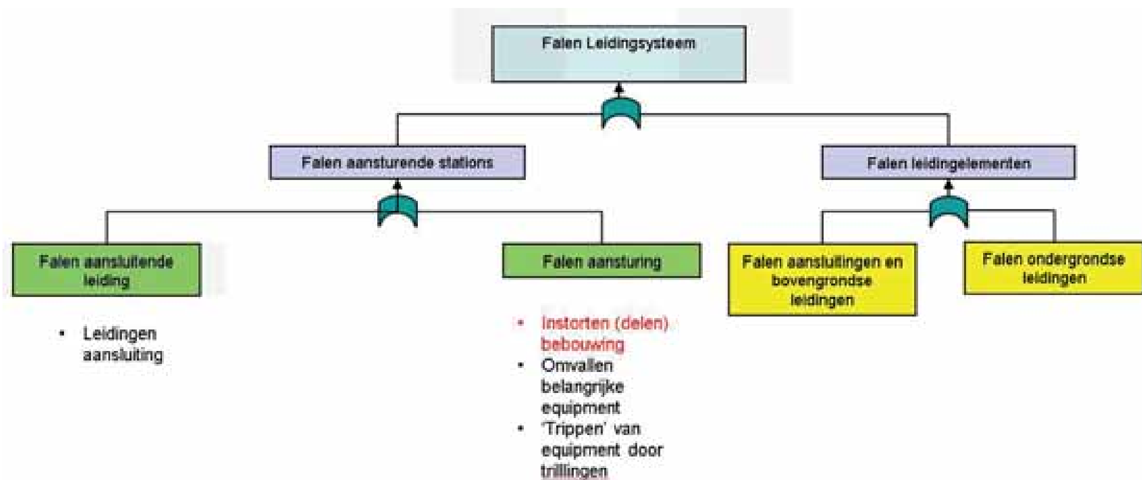
- Optredende rek.
- Optredende buiging.
- Optredende hoekverdraaiing (bij koppelingen van gelede leidingen).

Ten aanzien van de optredende rek worden er maximale waarden genoemd voor een situatie met trek en een situatie met compressie voor stalen gelaste leidingen.

3.2.2 Faalmechanismen

In Figuur 3.20 zijn de hoofdlijnen van de faalmechanismen van een leidingsysteem weergegeven. Er wordt onderscheid gemaakt tussen de aansturende component en de

leidingelementen. Onder de aansturing vallen complete stations voor bijvoorbeeld het genereren van drukopbouw of onderdelen zoals pompen en kleppen.



Figuur 3.20 Foutenboom van een leidingsysteem (in rood de faalmechanismen die in dit rapport worden behandeld)

Daar waar de leidingelementen een overgang hebben naar aansturingscomponenten is sprake van een aansluiting. Deze aansluitingen kunnen zich bovengronds of ondergronds bevinden. In rood is in Figuur 3.20 aangegeven welke faalmechanismen in dit rapport worden behandeld.

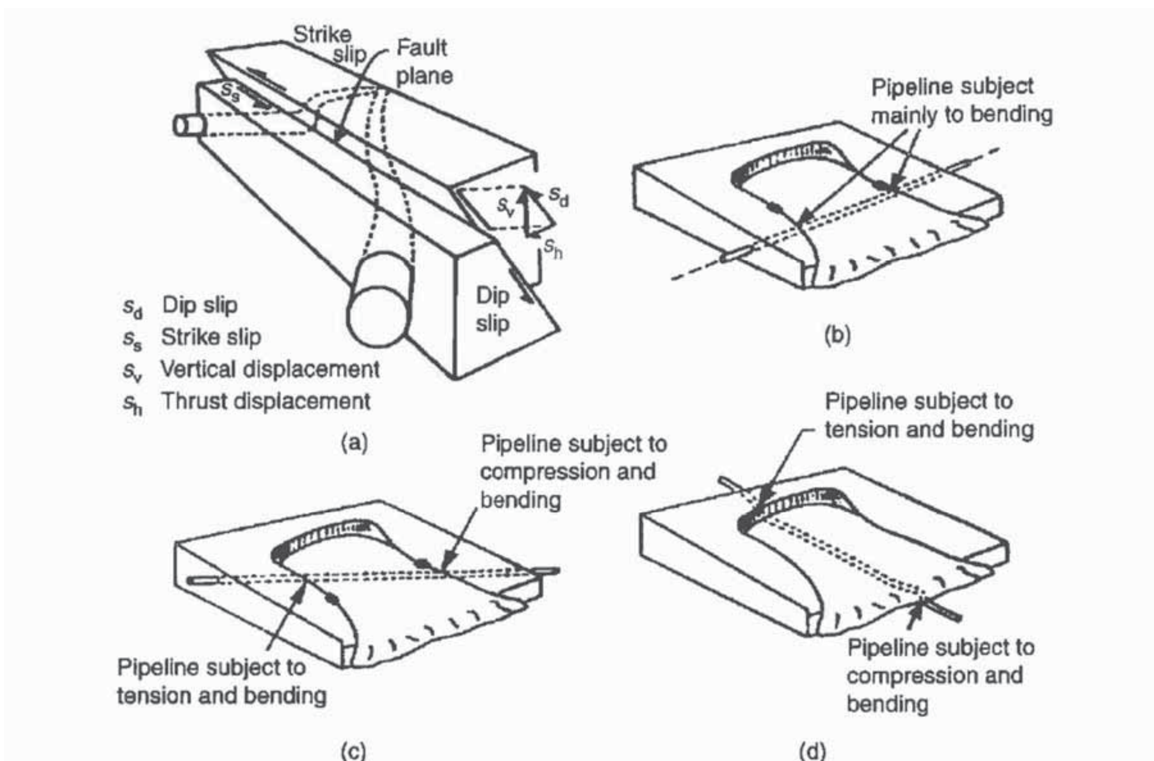
De leidingelementen vormen het grootste deel van een leidingsysteem. Bij beschadiging van de leidingelementen zal er een lek ontstaan en kan het gas of de vloeistof uit de leiding ontsnappen.

Het falen van leidingelementen zal meestal worden veroorzaakt door grondbeweging. Deze grondbeweging kan van tijdelijke of permanente aard zijn.

- De tijdelijke grondbeweging ontstaat doordat een spanningsgolf passeert. Deze spanningsgolf ontstaat door het plotseling vrijwel instantaan ontlasten van de spanningen die ergens in de bodem opgebouwd zijn. Deze golven planten zich in alle richtingen voort, en komen dus ook aan het oppervlak. Daar zijn zij merkbaar door kortdurende, mogelijk intensieve bodembewegingen. De weg naar het aardoppervlak is in het geval van de geïnduceerde aardbevingen zo'n 3 km lang. Over deze afstand treedt ruimtelijke spreiding, materiaal demping en reflectie van de golven op. Aan het maaiveld kunnen grondlagen bij ongunstige omstandigheden versterking van de trilling geven.
- De volgende permanente grondbewegingen als gevolg van een aardbeving kunnen worden onderscheiden (O'Rourke, 1998):

  – Verweking van losgepakte granulaire gronden.
  – Verdichting van granulaire gronden.
  – Afschuiven van grondlichamen door de zwaartekracht.
  – Tektonische grondbeweging langs breuken.

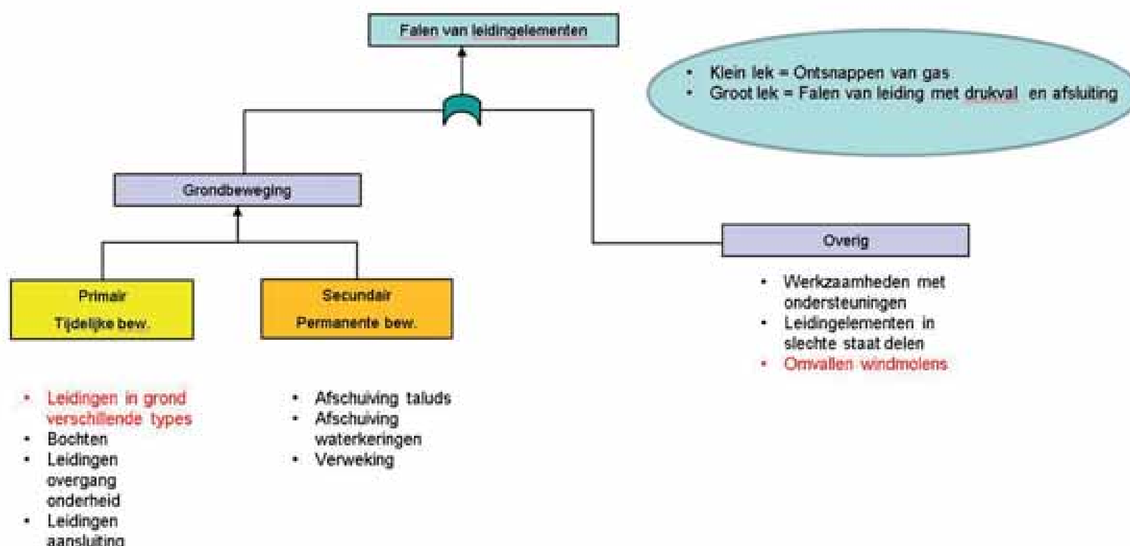
In Figuur 3.21 is een overzicht van verschillende permanente bewegingen en het effect daarvan op leidingen te zien.



Figuur 3.21 Permanente grondbewegingen (O'Rourke et al 2001)

Daarnaast kan een aantal overige faalmechanismen worden onderscheiden. Leidingen waaraan onderhoud wordt gepleegd zijn extra kwetsbaar voor belasting door aardbevingen tijdens de onderhoudsperiode. Bijvoorbeeld bij het ontgraven van ondergrondse leidingen of het tijdelijk bevestigen of ondersteunen van bovengrondse leidingen. Ook leidingdelen in een slechte staat vormen een risico. Het omvallen van objecten op leidingen kan eveneens tot schade leiden.

In de navolgende paragrafen worden per leidingsysteem een aantal faalmechanismen behandeld, die weergegeven zijn in Figuur 3.22.

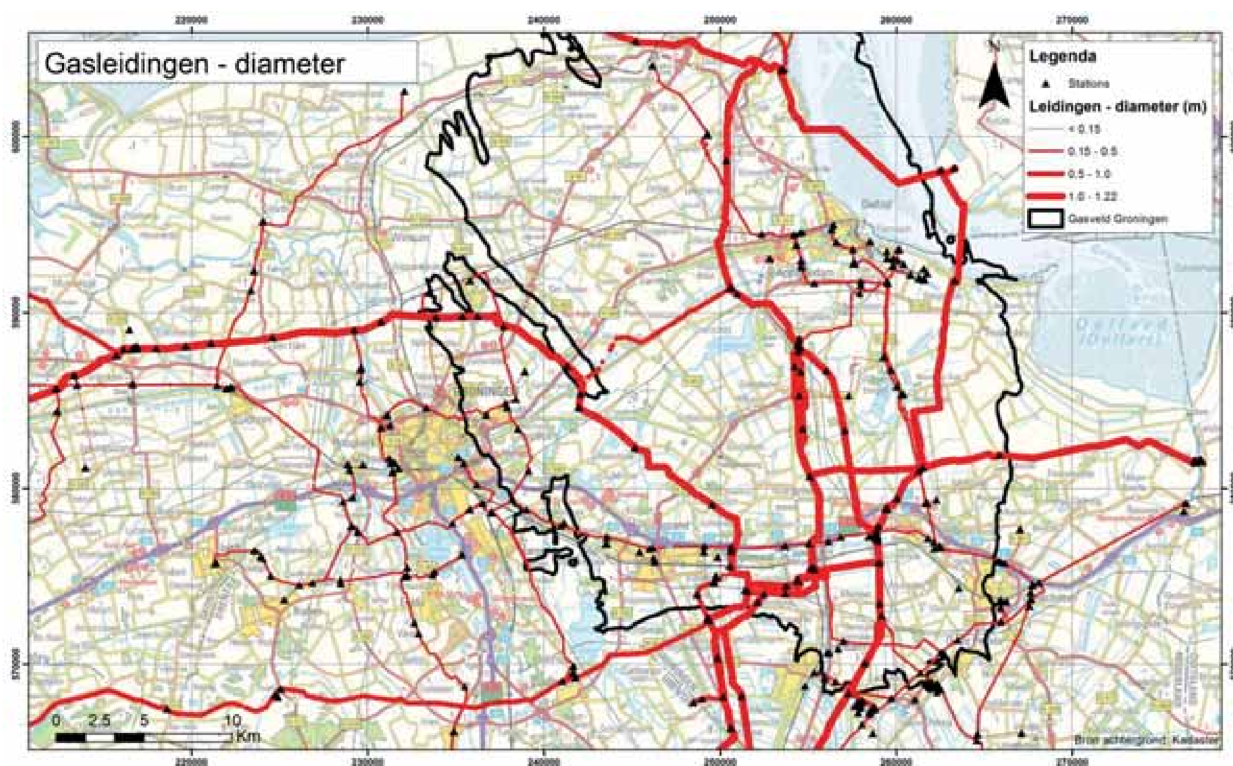


Figuur 3.22 Foutenboom falen van leidingelementen leidingsysteem (in rood de faalmechanismen die in dit rapport worden behandeld)

3.2.3 Gastransportnetwerk

In het onderzoeksgebied ligt ruim 2000 km aan gastransportleidingen waarvan een groot deel eigendom is van de Nederlandse Gasunie. Het betreft hier een hoofdtransportsysteem en een regionaal transportsysteem. In deze rapportage is eveneens een leiding met een diameter van 168,30 mm van Noordgastransport meegenomen.

Het netwerk van Gasunie betreft een regionaal transportsysteem dat bestaat uit grotere en kleinere leidingen aangelegd vanaf 1955 (Figuur 3.23 en Figuur 3.24). Naar het zuiden toe lopen langs drie lijnen in totaal negen leidingen: drie langs de westelijke, twee langs de middelste en vier langs de oostelijke lijn (zie Figuur 3.23 voor de drie lijnen). Daarnaast loopt er een grote leiding richting Duitsland, een richting het noorden en twee richting het westen, die ca. 10km ten zuidwesten van Drachten samenkomen en verder richting Noord-Holland lopen.

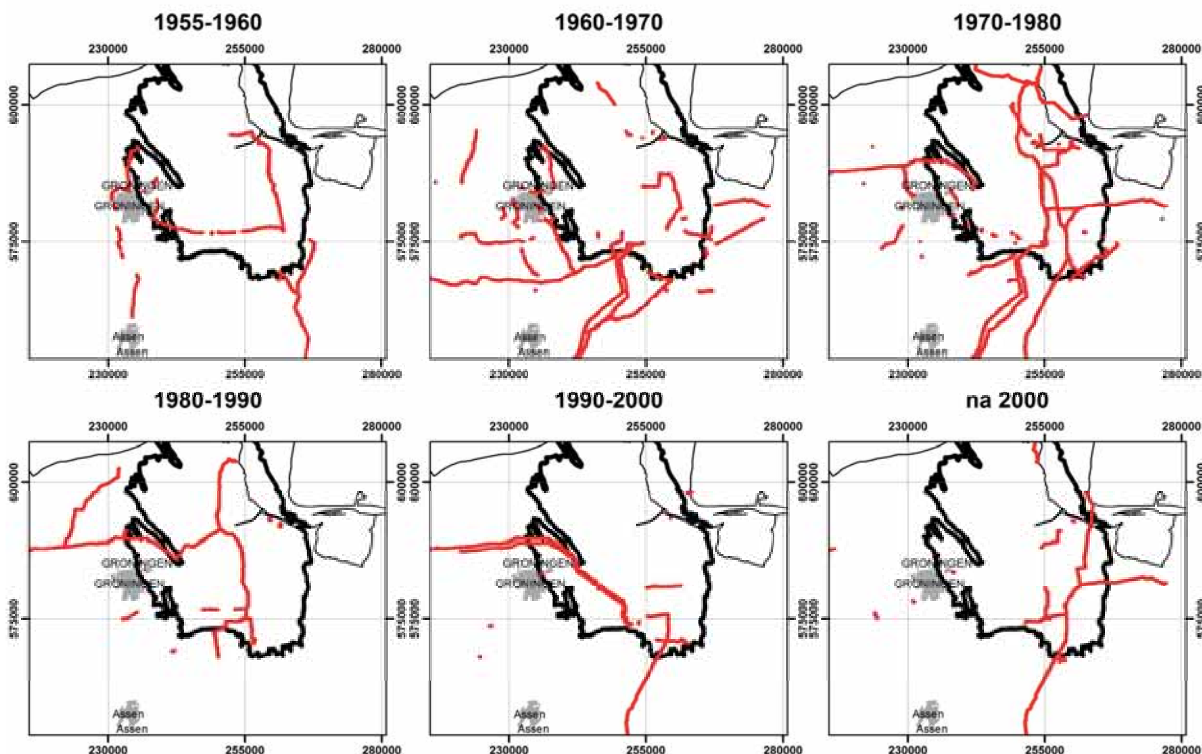


Figuur 3.23 Ligging en grootte gasleidingen in onderzoeksgebied

Uit het Gasleiding netwerk van Noordgastransport en Gasunie zijn de volgende leidingen geselecteerd om nader te beschouwen.

	Staalkwaliteit	Wanddikte [mm]	Diameter [m]	Diepte [m]
Gasunie	X70	15,9	1,2	1,5
Gasunie	X60	11,8	0,9	1,5
Gasunie	X56	9,32	0,8	1,5
Noordgas.	A106 Grade B	10,97	0,168	1,5
Gasunie	X52	8,5	0,1	1,5

Tabel 3.1 Geselecteerde gasleidingen voor analyse.



Figuur 3.24 bouwjaren gasleidingen van Gasunie

Er zijn negen verschillende types stations van Gasunie, in totaal 501 stations, hiervan liggen er 244 binnen het Groningen gasveld. De volgende types zijn aanwezig:

- Afsluiter station.
- Compressor station.
- Export station.
- Gasontvang station (gemeentelijk en industrieel).
- Injectie station.
- Meet en regel station.
- Reduceer station.
- Virtueel station.
- Voeding station.

De faalmechanismen die horen bij de stations zijn geen onderdeel van deze studie met uitzondering van de bebouwing die op de stations aanwezig is.

3.2.4 Chloorleidingen

Van de chloorleidingen op het Chemieparkterrein in Delfzijl zijn van AKZO Nobel de volgende gegevens ontvangen.

Leiding-nummer	Diameter in mm	Wanddikte in mm	Materiaal	Werkdruk in bar
05.214	88,9	5,49	ASTM A 333M gr.6	23
05.215	88,9	5,49	ASTM A 333M gr.6	23
5148	88,9	5,49	ASTM A 333M gr.6	23
5148	60,3	3,91	ASTM A 333M gr.6	23
22010	48,3	3,69	ASTM A 333M gr.6	23
05.227	60,3	3,91	ASTM A 333M gr.6	23
B401B	60,3	5,54	ASTM A 333M gr.6	23

Tabel 3.2 Gegevens chloorleidingen Delfzijl

Van deze leidingen zijn de volgende leidingen geselecteerd om nader te beschouwen.

Staalkwaliteit	Wanddikte [mm]	Diameter [m]	Diepte [m]
S240	5,49	0,0889	1,5
S240	3,91	0,0603	1,5
S240	3,69	0,0483	1,5

Tabel 3.3 Geselecteerde chloorleidingen Delfzijl

3.2.5 Rioolpersleidingen

Van rioolpersleidingen is (nog) geen informatie ontvangen. Een beschouwing van de rioolpersleiding zal in een volgende fase moeten plaatsvinden.

3.3 Hoogspanning en C2000 netwerk

Uitval van elektriciteit bij aardbevingen komt internationaal relatief vaak voor. Tot op heden is er bij de optredende aardbevingen in Groningen geen schade gerapporteerd aan het hoogspannings- of communicatienetwerk. In Groningen staan meerdere verdeelstations van TenneT voor het hoofdnet en van lokale beheerders voor de lagere spanningen. Het onderzoek in de Quick Scan heeft betrekking op de hoogspanningsstations van 380 kV en deels ook 220 kV en 110 kV van TenneT, zie Figuur 3.25. Naast stations zijn er ook verbindingen met masten, die zelf ook gevoelig kunnen zijn voor de aardbeving, zie Figuur 3.26.

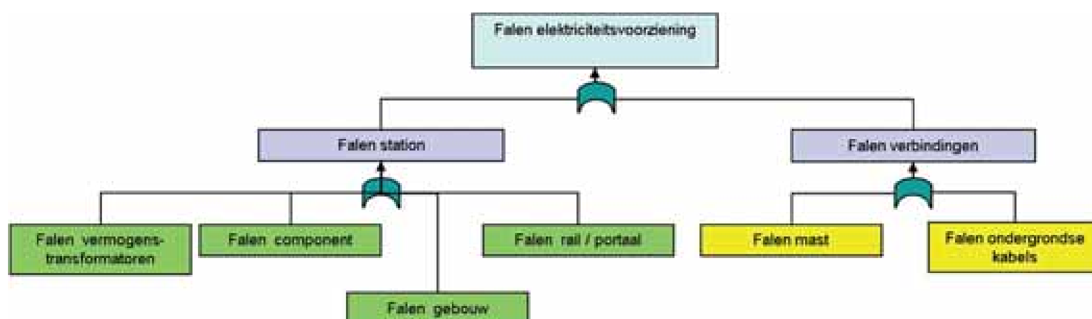


Figuur 3.25 Locatie TenneT stations en verbindingen



Figuur 3.26 Hoogspanningsmast en verdeelstation (voorbeelden)

De belangrijkste faalmechanismen zijn weergegeven in Figuur 3.27. Voor elk van de onderdelen is in Hoofdstuk 4 een beoordeling gemaakt.



Figuur 3.27 Faalmechanismen elektriciteitsvoorziening

Toegevoegd aan het onderzoek is de stabiliteit van de C2000 masten die in het gebied staan, zie Figuur 3.28. Het belangrijkste faalmechanisme dat hier kan optreden is het bezwijken van de vakwerkconstructie onder de trilling vanuit de aardbeving.



Figuur 3.28 C2000 mast (voorbeeld)

4 Resultaten Quick Scan

4.1 Verweking

Bij de tot op heden opgetreden aardbevingen zijn geen locaties vastgesteld waar verweking is opgetreden. Uitgaande van de relatie tussen verweking en versnelling, blijkt dit in lijn met de rekenmethodes (Idriss en Boulanger, 2008). Bij een sterkere aardbeving (vanaf ongeveer 0,2 g, dat is minder dan bij M=5 wordt verwacht) neemt de kans op verweking sterk toe.

In 1992 zijn in Roermond effecten van verweking geconstateerd, zie Figuur 4.1.



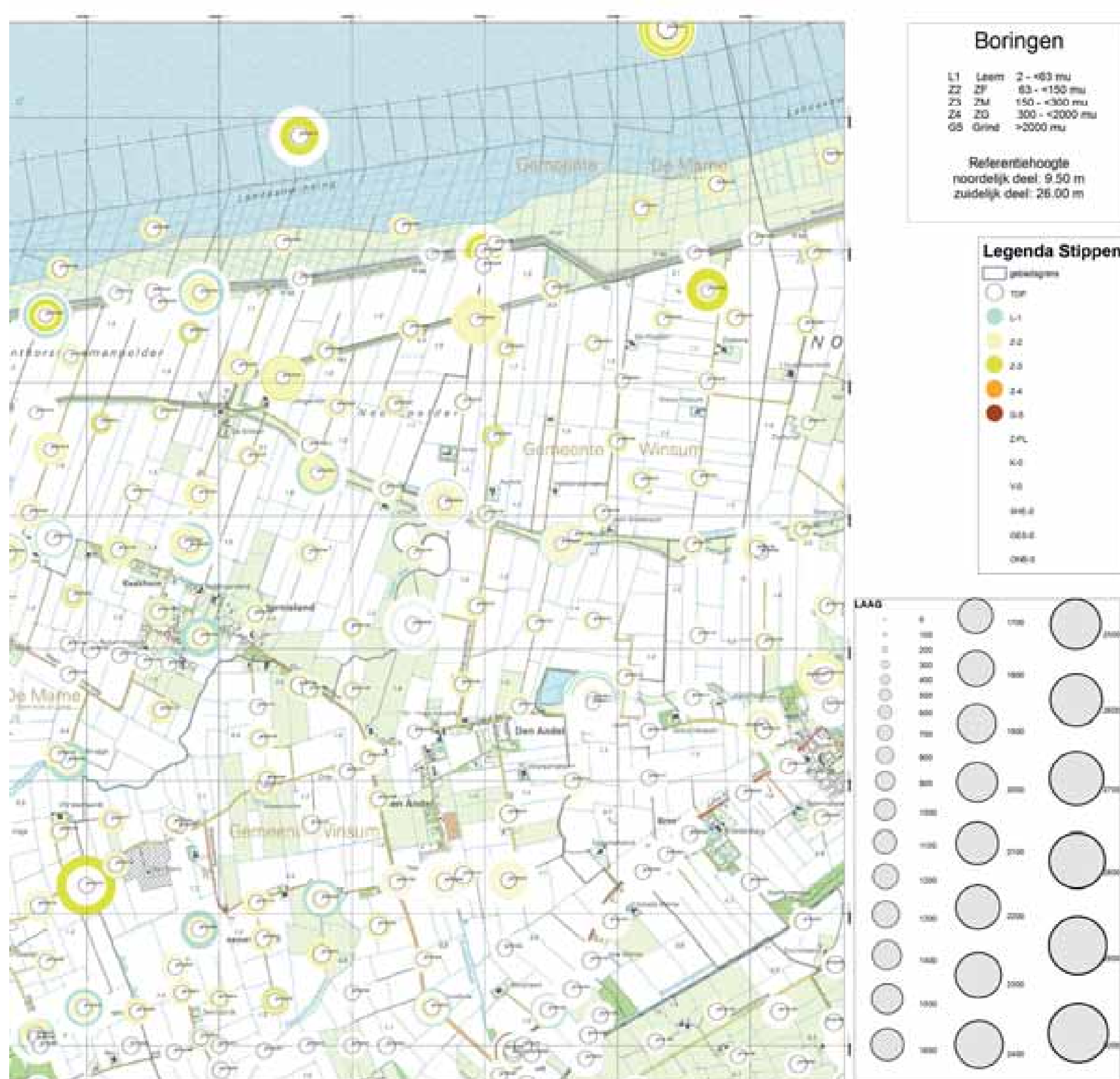
Figuur 4.1 Mogelijk effect in geval van verweking opgetreden in Roermond 1992 (bron: Drs. G. Houtgast/KNMI via kennislink.nl)

4.1.1 Aanwezigheid verwekingsgevoelige lagen

De belangrijkste basis grondeigenschappen in relatie tot verwekingsgevoeligheid zijn de grondsoort en de pakkingsdichtheid. Deze bepalen, naast de grondwaterstijghoogte, ook de grondspanning. Voor Groningen is nog geen gedetailleerd 3D-model in GeoTOP beschikbaar. Daarom is gekozen om de puntinformatie weer te geven in stippenkaarten. De in DINO beschikbare informatie over de samenstelling van de ondergrond in de vorm van boorbeschrijvingen en sondeergrafieken is geaggregeerd tot overzichtskaarten, waarmee een inzicht in de aanwezigheid van verwekingsgevoelige lagen kan worden verkregen.
In de stippenkaarten zijn om de locatie van de boringen en sonderingen de aangetroffen laagscheidingen als cirkels getekend, waarbij de straal van de cirkels een maat voor de diepte is. De laageigenschappen worden door middel van een (kleur)codering weergegeven.
De stippenkaarten kunnen niet op een schaal weergegeven worden die een overzicht van het gehele studiegebied omvat. Deze kaarten zijn als GIS bestanden beschikbaar, zodat bij kritische constructies detailkaarten kunnen worden gemaakt. Om de informatie in overzichtskaarten weer te geven zijn gegevens gecombineerd.

Onder de aanname dat cohesieve grondsoorten als klei en veen niet verwekingsgevoelig zijn worden op de stippenkaartkaart de dikte en diepte van de volgende grondsoorten (met korrelgrootte) getoond (Figuur 4.2)[1]:

- Leem/silt, (2 -< 63 μmeter).
- Fijn zand, (63 -< 150 μmeter).
- Matig fijn tot matig grof zand, (150 -< 300 μmeter).
- Grof zand en grind, (> 300 μmeter).



Figuur 4.2 Voorbeeld stippenkaart met informatie uit boringen (zeedijk bij Pieterburen)

4.1.2 Zanddichtheidskaart

De boorbeschrijvingen bevatten geen informatie met betrekking tot de pakkingsdichtheid. Uit sonderingen kan met behulp van de formule van Baldi (1986) een relatieve dichtheid van

[1] *Voor een betere resolutie zijn de kaarten ook in A3 formaat in Bijlage E beschikbaar bijgevoegd.*

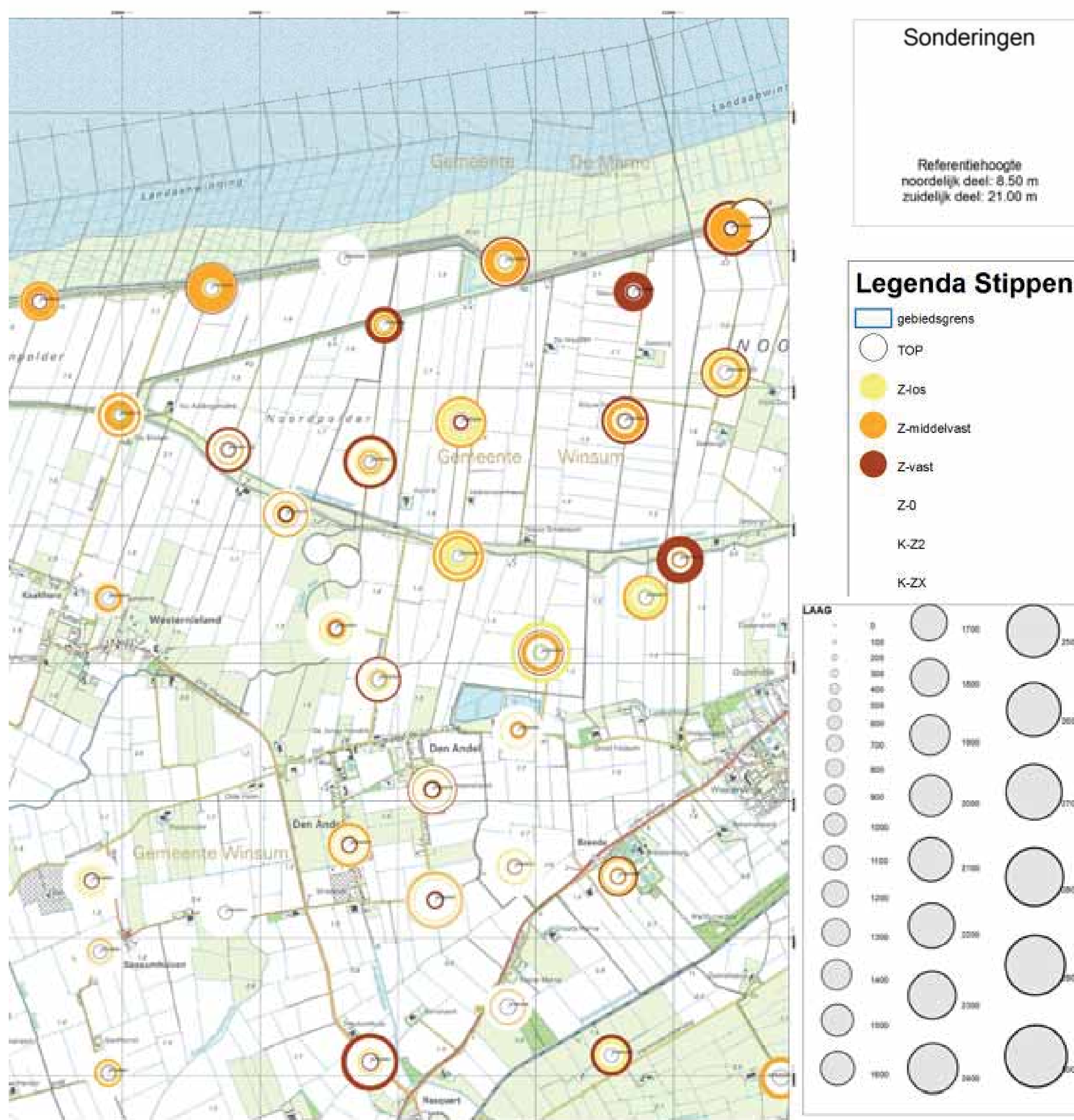
zand worden berekend. Hiertoe worden de sondeerwaarden eerst geclassificeerd in de grondsoorten zand, klei en veen. De formule van Baldi luidt:

$$Re = \frac{1}{2{,}41} ln\left(\frac{qc}{157.\sigma'^{0{,}55}}\right)$$

Hierin is:

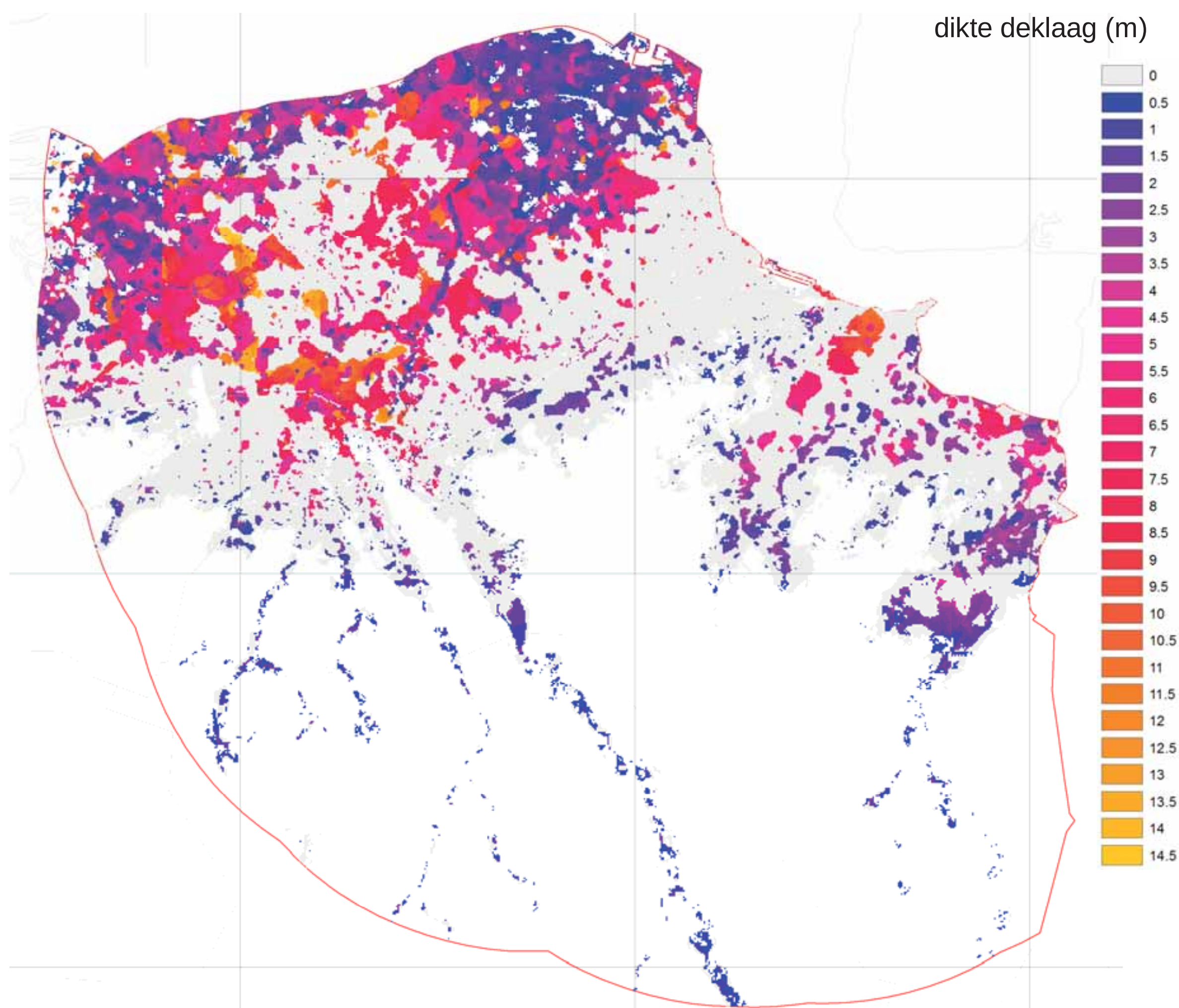
Re – relatieve dichtheid van zand.
qc - sondeerweerstand in kPa.
σ’ – effectieve verticale grondspanning in kPa.

De effectieve grondspanning is berekend met een gemiddelde dichtheid van 16 kN/m^3 en een diepte tot grondwater van 0,5 m. De sondeerwaarden, zijn per afzonderlijke laag gemiddeld. De gemiddelde sondeerwaarde is vervolgens vertaald in een relatieve dichtheid. Als grenzen voor los-middelvast en middelvast-vast zijn respectievelijk gekozen: 40% en 70%.
De zo verkregen dichtheidsprofielen zijn analoog aan de boorinformatie in een stippenkaart verwerkt (Figuur 4.3).



Figuur 4.3 Stippenkaart met zanddichtheid (Voorbeeld ter plaatse van zeedijk bij Pieterburen)

De overige kaarten van het gebied zijn op A3 formaat in Bijlage E beschikbaar. Hiermee kunnen nadere locatiespecifieke analyse worden gemaakt. In combinatie met de kaart waarin de dikte van de cohesieve deklaag op de bovenste zandlaag is weergegeven (Figuur 4.4) kan een snelle afweging van de aanwezigheid van verwekingsgevoelige ondergrond worden verkregen. De diepteligging van het pleistocene zand kan ingeschat worden met behulp van Figuur 2.7.

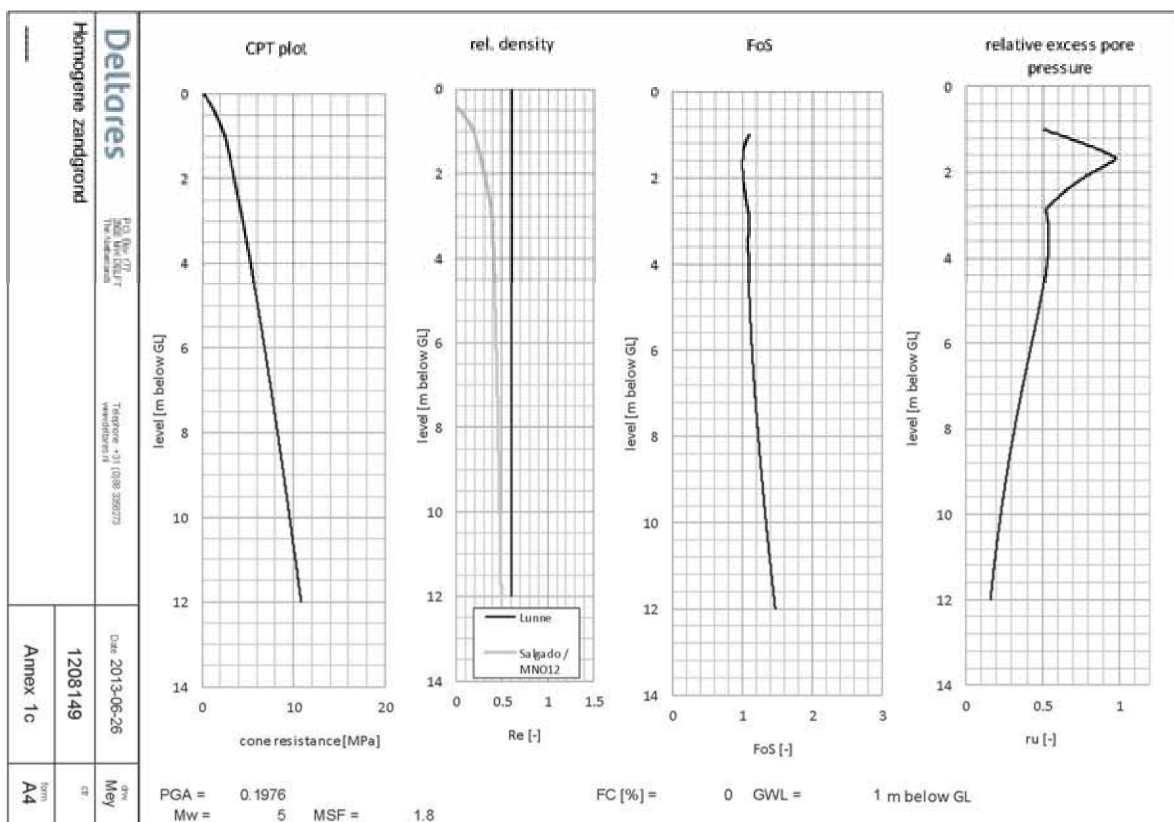


Figuur 4.4 De dikte van de cohesieve deklaag (klei en veen) bovenop de bovenste zandlaag.

Om de effecten van de aanwezigheid van het zand te interpreteren zijn indicatieve berekeningen uitgevoerd naar de relatie tussen piekversnelling en verweking bij bepaalde dichtheid van het zand(paragraaf 4.1.3), het bepalen van de straal van het gebied waar verweking optreedt als functie van de piekversnelling (paragraaf 4.1.4) en de afname van de piekversnelling met de afstand tot het epicentrum (paragraaf 2.5.3).

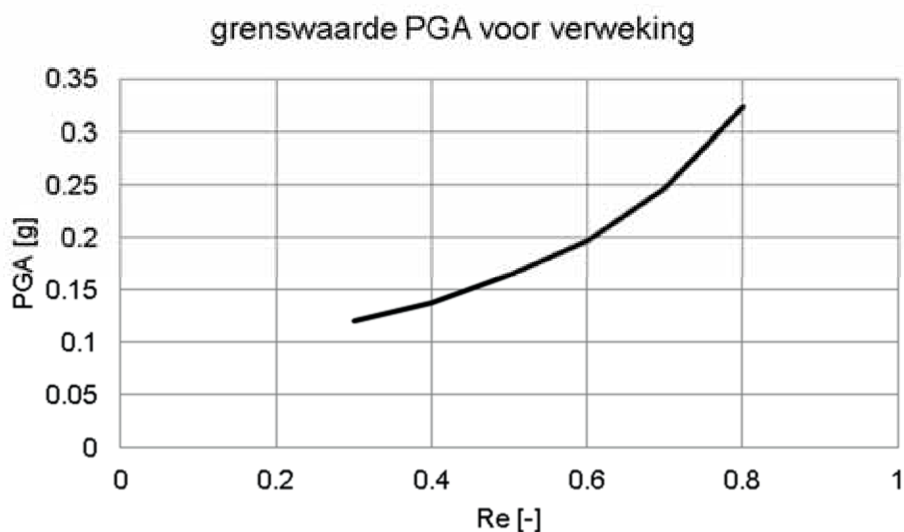
4.1.3 Bepaling grenswaarde versnelling voor verweking

Met de methode volgens EERI publicatie MNO-12 (Idriss en Boulanger, 2008) is de verwekingsgevoeligheid bepaald. Voor de analyse in dit hoofdstuk is uitgegaan van homogene ondergrond. Daaronder wordt hier verstaan zand met een constante relatieve dichtheid. Uit deze dichtheid is het bijbehorende verloop van de conusweerstand met de diepte bepaald, en hiermee de veiligheidsfactor tegen verweking. Iteratief is vervolgens per dichtheid bepaald bij welke PGA er in minstens 1 punt sprake is van verweking (veiligheidsfactor tegen verweking is 1). Figuur 4.5 geeft een voorbeeld van zo'n berekening. In dit voorbeeld is uitgegaan een homogene zandondergrond met een relatieve dichtheid van 60%. Bij PGA = 0,2 is er op 1,6 m onder maaiveld het eerste punt waar sprake is van verweking.



Figuur 4.5 Voorbeeld berekening verweking voor relatieve dichtheid 60% en PGA =0,2g

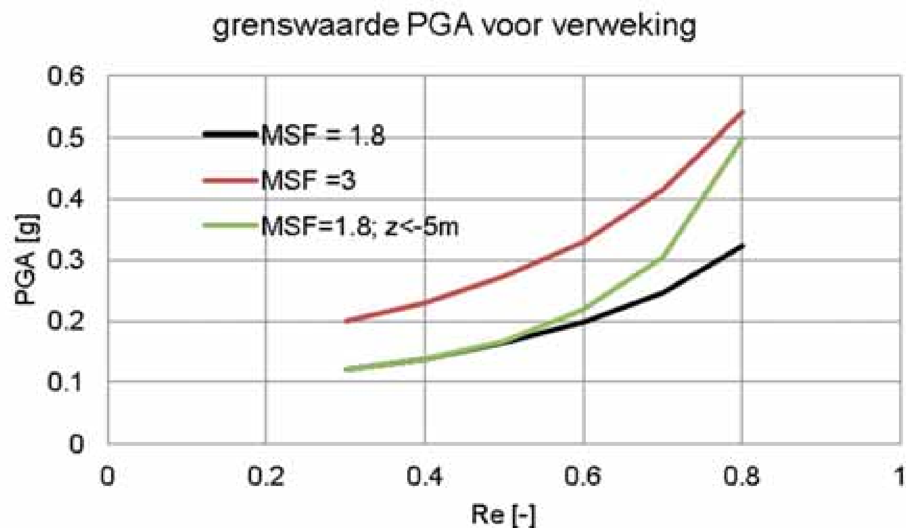
Op deze wijze is voor alle beschouwde dichtheden de grenswaarde voor de PGA bepaald waarbij verweking optreedt in het zand. De resultaten zijn grafisch weergegeven in Figuur 4.6.



Figuur 4.6 Grenswaarden PGA bij verschillende relatieve dichtheden (Re) voor begin verweking

Tevens is er een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd. Hierbij zijn twee situaties beschouwd. De eerste is de situatie dat de magnitude scaling factor MSF (zie Bijlage A) niet 1,8 maar 3,0 bedraagt. Op dit moment is dat een arbitraire keuze om de gevoeligheid van een mogelijk

effect van een kortdurend signaal te beoordelen. De tweede situatie is de veronderstelling dat de bovenste 5 m niet kan verweken, bijvoorbeeld omdat die uit cohesieve lagen bestaat. Voor die situatie zijn alleen die waarden van PGA bepaald waarbij op of onder 5 m diepte sprake is van verweking. De resultaten zijn weergegeven in Figuur 4.7. Ter vergelijking zijn ook de waarden van Figuur 4.6 opgenomen.

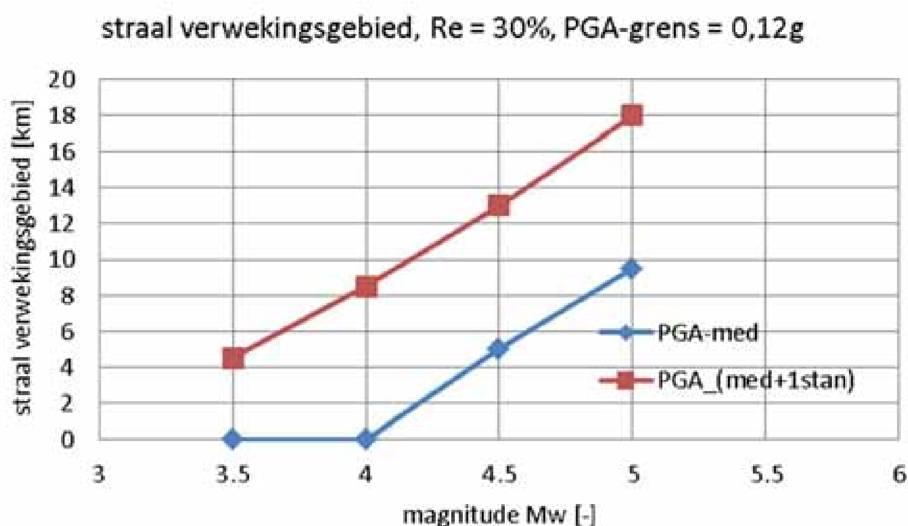


Figuur 4.7 Resultaten gevoeligheidsstudie grenswaarde PGA vs relatieve dichtheden (Re) voor begin verweking

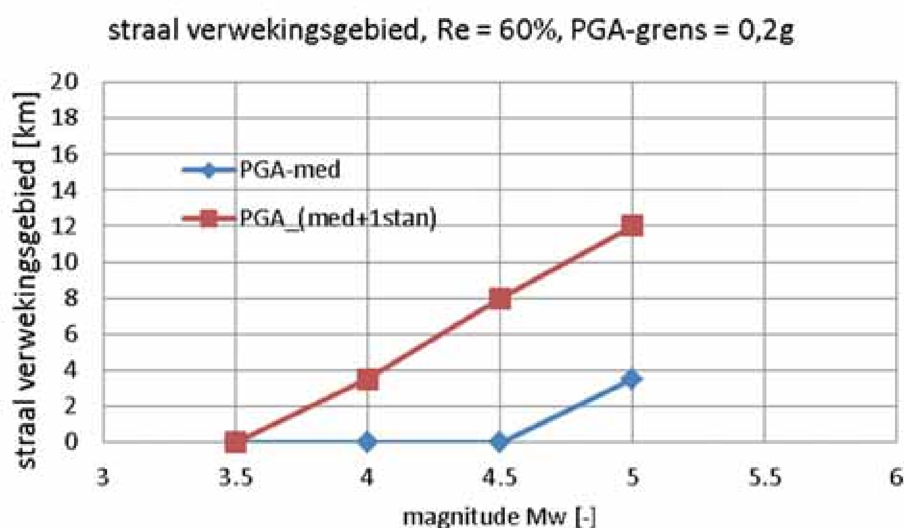
Zoals te verwachten heeft een hogere MSF-factor ook een hogere waarde van de grensversnelling tot gevolg. Een toplaag die niet kan verweken heeft voor losgepakte zandlagen nauwelijks effect op de grenswaarde, voor vastgepakte zandlagen is er wel sprake van een significante invloed. Indien de piekversnelling 0,5 g bedraagt is alleen bij een hoge dichtheid van het zand en een aanzienlijke dikte van de cohesieve toplaag er geen gevaar voor verweking meer.

4.1.4 Bepaling straal verwekingsgebied

Door combinatie van de grafieken voor de piekversnelling als functie van de afstand en de versnelling waarbij verweking optreedt als functie van de dichtheid is het gebied rond het epicentrum waarin zand met een bepaalde dichtheid kan verweken bepaald. Dit is hier voor twee dichtheden (Re = 30% en Re = 60%) gedaan. Uitsluitend de situatie van een homogene ondergrond is beschouwd. Uit Figuur 4.6 volgt dat voor de twee te beschouwen dichtheden de grenswaarde van de versnelling (PGA) respectievelijk 0,12g en 0,2 g is. Voor deze waarden van de PGA is uit de grafieken vervolgens de straal van het verwekingsgebied afgelezen. Dit geeft per magnitude twee waarden, namelijk een voor de mediane schatting van de PGA en een voor de schatting bij de waarden inclusief 1 standaarddeviatie. Figuur 4.8 en Figuur 4.9 geven de resultaten weer voor respectievelijk losgepakt en matig vast gepakt zand.



Figuur 4.8 Straal verwekingsgebied als functie magnitude, los zand (Re = 30%)



Figuur 4.9 Straal verwekingsgebied als functie magnitude, matig gepakt zand (Re = 60%)

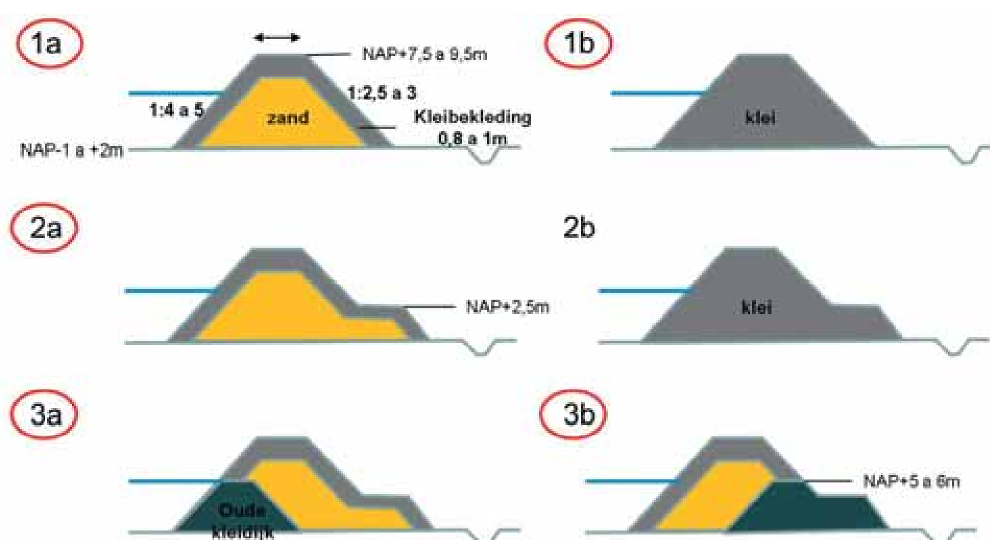
Voor de interpretatie van deze figuren kan worden gesteld dat onder de blauwe lijn verweking waarschijnlijk is (behoudens de onzekerheid over de toepasbaarheid van de gebruikte methode voor geïnduceerde aardbevingen). Boven de rode lijn is de kans op verweking klein.

Uitgaande van een gemiddelde waarde voor de versnelling (blauwe lijn) kan bij los zand verweking tot circa 8 km buiten het epicentrum optreden en bij matig gepakt zand tot circa 4 km. De resultaten van deze berekeningen zijn vertaald naar de effecten op de verschillende kritische infrastructuren.

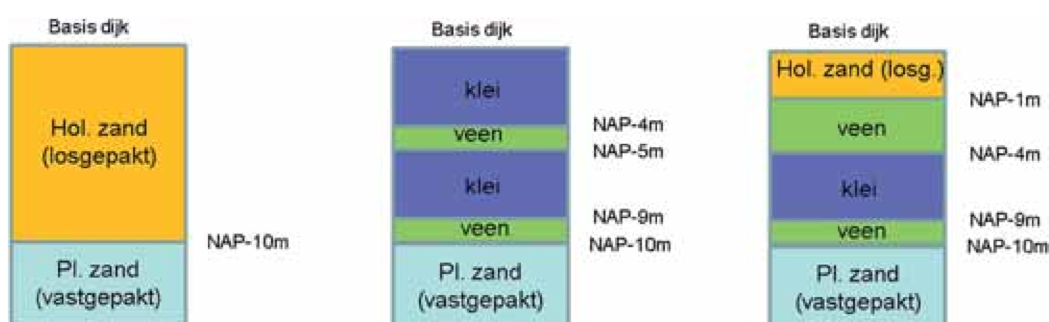
4.2 Waterkeringen

4.2.1 Vervormingen volgens Newmark analyse

Voor de bepaling van de te verwachten vervormingen in de primaire keringen bij een aardbeving is voor een aantal combinaties van geometrie en grondopbouw onder de dijk (zie Figuur 4.10 en Figuur 4.11) de grensversnelling bepaald die nodig is voor het bereiken van een veiligheidsfactor van 1. Dit is gedaan voor zowel buiten- als binnenwaartse macrostabiliteit. Omdat het doel van de exercitie is het bepalen van relaties tussen vervormingen enerzijds en initiële veiligheidsfactor, PGA en grondopbouw anderzijds, is de exacte schematisatie van waterspanningen en keuze van sterkteparameters minder relevant.

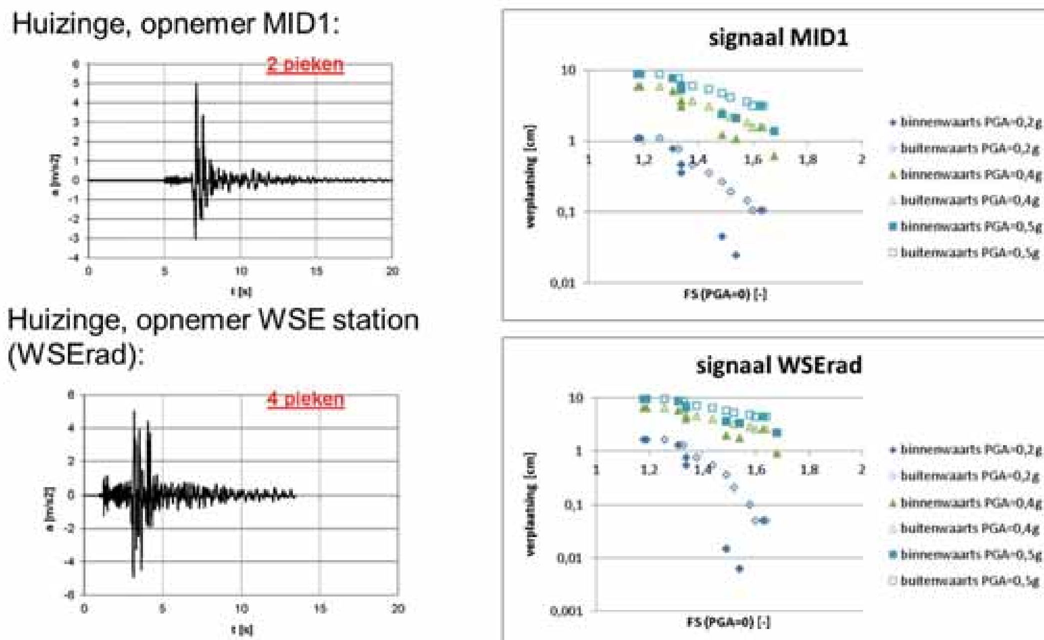


Figuur 4.10 Doorgerekende geometrieën primaire keringen



Figuur 4.11Doorgerekende varianten in grondopbouw primaire keringen

Figuur 4.12 geeft de berekende vervormingen voor de twee in paragraaf 2.5 bepaalde signalen.



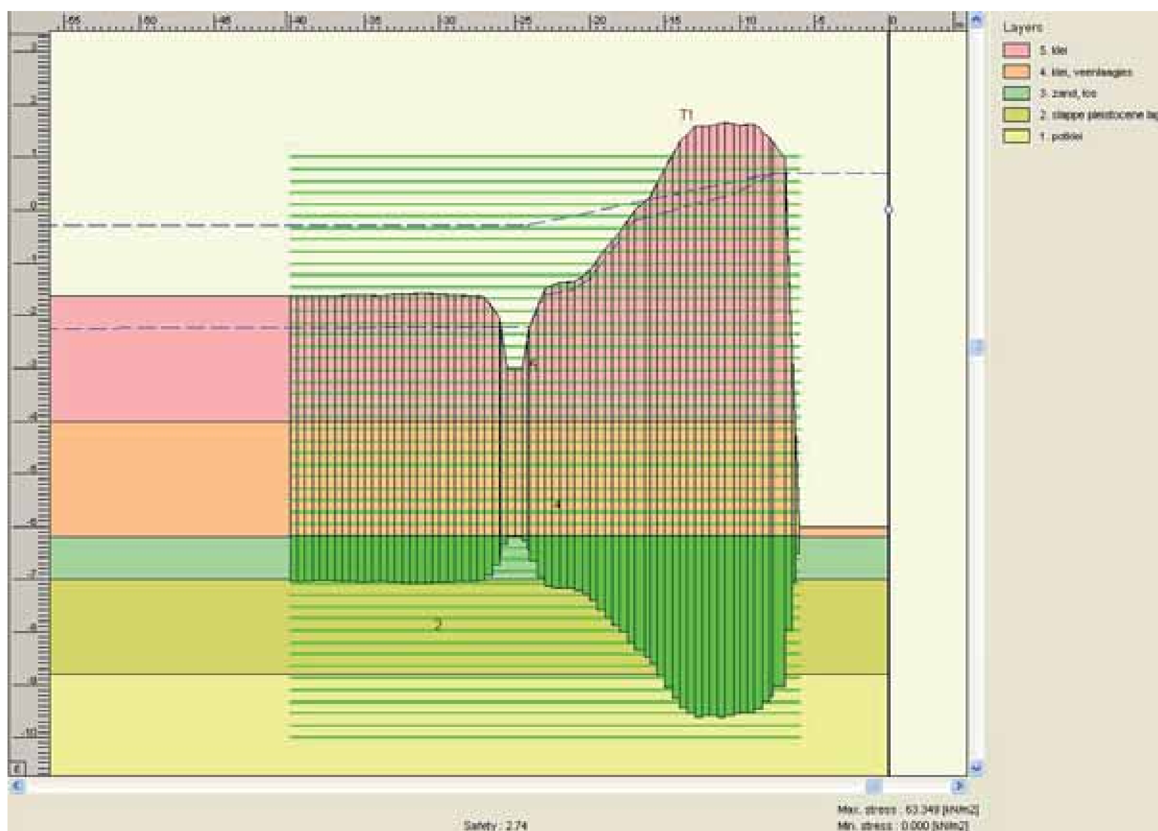
Figuur 4.12 Resultaten Newmark analyse voor twee signalen

Het is van belang op te merken dat de figuren stoppen bij een FoS (Factor of Safety) van 1,2. Beneden deze waarde nemen de vervormingen sterk toe. Het is dus aan te bevelen er voor te zorgen dat onder normale omstandigheden tenminste 20 % reserve in de stabiliteitsfactor aanwezig is.

4.2.2 Hydraulische kortsluiting en horizontaal evenwicht

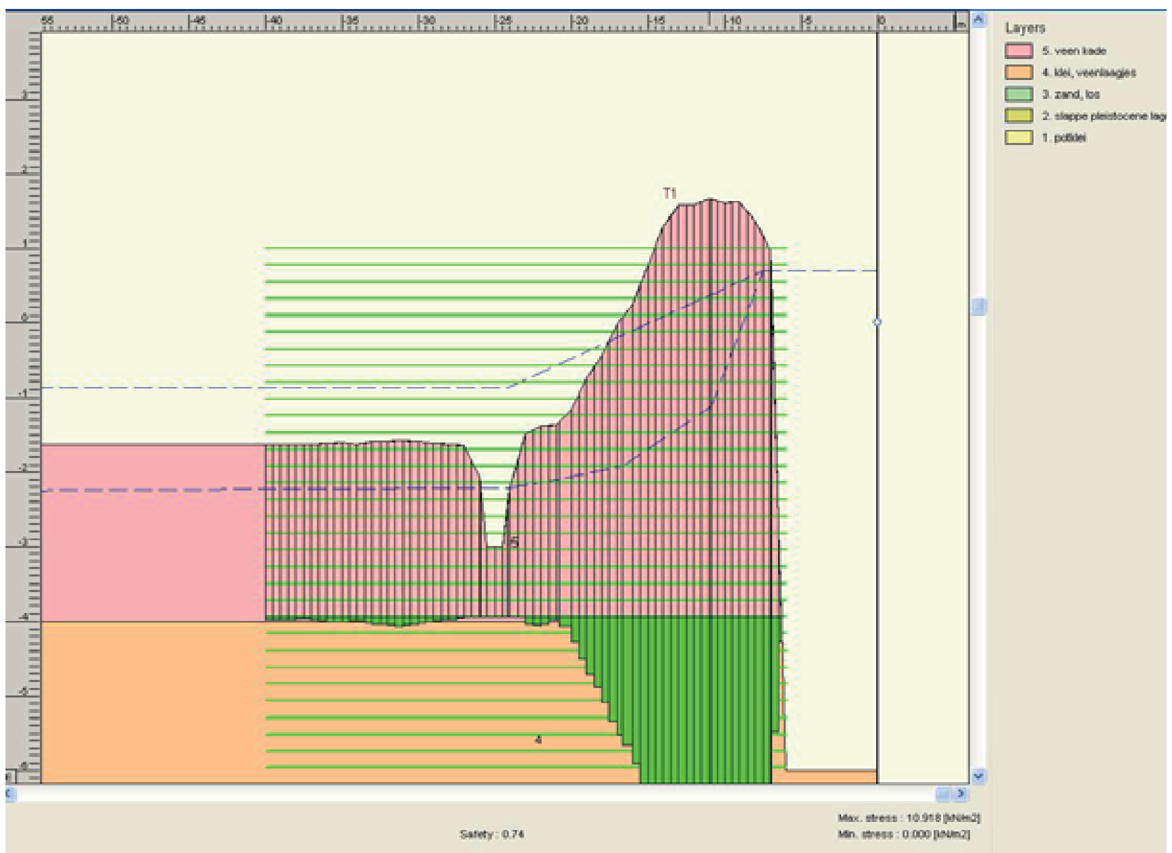
Het mechanisme 'hydraulische kortsluiting' wordt zonder aardbevingscondities alleen relevant verondersteld bij extreme droogte en bij veenkades. In geval van een aardbevingsbelasting kan dit effect mogelijk ook bij kleikades optreden. Bij een kade die geheel uit grond bestaat is de kans hierop klein: de kade en de ondergrond worden als geheel heen en weer bewogen. Echter, de situatie is ongunstiger als langs de waterlijn een damwand aanwezig is. Dat is bijvoorbeeld bij de Eemskanaaldijken het geval. Een star element als een damwand reageert anders op de aardbevingsbelasting dan de omliggende grond. In dat geval kan er een spleet tussen damwand en de grond ontstaan en dat kan aanleiding zijn tot hydraulische grondbreuk. Ook kan het mechanisme piping hierdoor kritischer worden, doch dit is in deze fase nog niet beschouwd.

Langs het Eemskanaal bestaan de dijken uit klei. Het zand ligt op enkele meters diepte onder het maaiveld. In een oriënterende berekening is voor een kenmerkende opbouw van de kade en de ondergrond aangenomen dat er hydraulische kortsluiting is ontstaan en is voor de stijghoogte in het zandpakket een in dat geval realistisch verloop geschematiseerd. Het horizontaal evenwicht van de kade onder deze omstandigheden is dan nog ruim voldoende. Behalve ter plaatse van de teensloot blijft er voldoende wrijvingskracht over om de kade niet horizontaal te laten verplaatsen, zie Figuur 4.13.



Figuur 4.13 Kleikade, horizontaal evenwicht bij hydraulische kortsluiting

Plaatselijk komen in Groningen veenkades voor. Als de aardbeving samenvalt met droge omstandigheden (lager volumiek gewicht van de dijk boven de freatische lijn) kan de horizontale stabiliteit in gevaar kan komen als er hydraulische kortsluiting ontstaat. Het wordt dan zeer van belang hoe een realistische schematisatie van het verloop van de stijghoogte in het zand moet worden aangenomen.



Figuur 4.14 Veenkade onder droge omstandigheden (reductie volumiek gewicht boven freatisch vlak), laag freatisch vlak

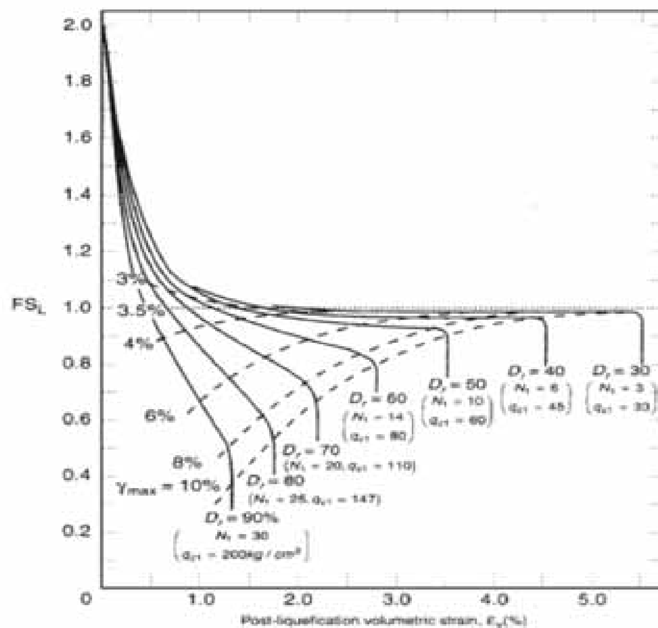
In het geval dat er een veenkade is, maar de beving treedt op terwijl er geen droogte heerst dan is de situatie gunstiger (zie Figuur 4.15). Bij een veenkade met een damwand langs de waterlijn, zandlagen op niet te grote diepte, droogte én een aardbeving bestaat er kans op verlies van horizontaal evenwicht. De precieze link tussen het ontstaan van de kortsluiting en de piekgrondversnelling van de aardbeving is op dit moment niet te geven, evenals de grootte van de kans dat deze combinatie voorkomt.



Figuur 4.15 Veen kade: horizontaal evenwicht bij hydraulische kortsluiting; geen droge omstandigheden

4.2.3 Zakkingen volgens Ishihara en Yoshimine

Om een indruk te krijgen van de te verwachten zakkingen als gevolg van verweking van zandlagen, is de gecombineerde methodiek volgens EERI MNO-12 (zie paragraaf Bijlage A.2) en de compactie volgens Ishihara en Yoshimine (1992) (zie Figuur 4.16) op een aantal werkelijke bodemprofielen ter plaatse van zowel primaire als regionale waterkeringen toegepast.



Figuur 4.16 Inschatting compactie zandlaag door verweking volgens Ishihara en Yoshimine (1992)

Allereerst is hierbij voor elke zandlaag in het beschouwde profiel een relatieve dichtheid (R_e) afgeschat. Dat heeft plaatsgevonden door het vergelijken van de gemeten gemiddelde conusweerstand (q_c) in de zandlaag, en het verloop van de conusweerstand in een verzadigd zandpakket met constante R_e op basis van een correlatie volgens Baldi:

$$Re = \frac{1}{2{,}41} ln\left(\frac{qc}{157.\sigma'^{0{,}55}}\right)$$

Hierin is:

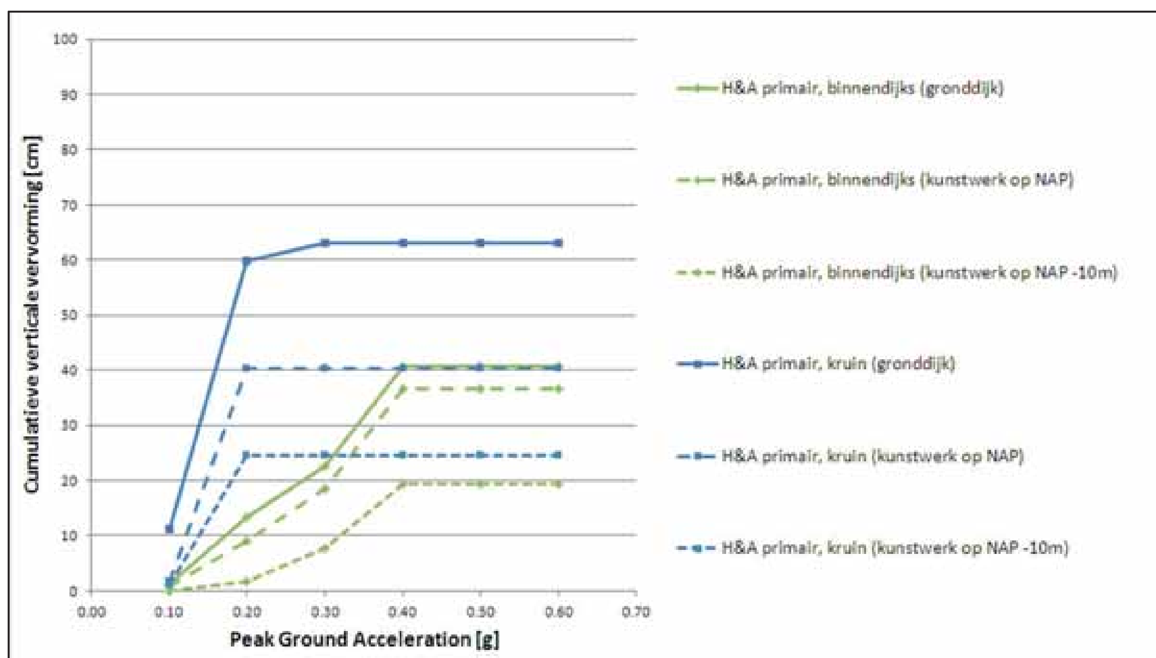
Re – relatieve dichtheid van zand.
qc - sondeerweerstand in kPa.
σ' – effectieve verticale grondspanning in kPa.

Daarnaast is voor elke zandlaag het spanningsniveau aan de bovenzijde vanuit het gewicht van klei-, veen- en zandlagen ingeschat. Deze 'bovenbelasting' is gebruikt in de methodiek volgens EERI MNO-12, om te bepalen in welk diepte-interval de gemiddelde Factor of Safety (FS) tegen verweking moest worden afgelezen. In de methodiek volgens EERI MNO-12 is ter vereenvoudiging ook uitgegaan van een verzadigd zandpakket met constante R_e.

Uiteindelijk is deze gemiddelde FoS tegen verweking van de zandlaag in combinatie met de ingeschatte R_e als input gebruikt voor het aflezen van een volumieke rek volgens Ishihara en Yoshimine (1992) conform Figuur 4.16. Met dit resultaat en de dikte van de zandlaag is een zakking bepaald. De gesommeerde zakking van alle zandlagen in het beschouwde bodemprofiel levert een inschatting van de zakking in een gronddijk. Verder is op vereenvoudigde wijze de zakking onder een (ondiep) op staal gefundeerd dan wel een (diep) op palen gefundeerd kunstwerk ingeschat, door alleen het zakkingsaandeel van de zandlagen onder dat funderingsniveau in de sommatie mee te nemen.

4.2.4 Zakking (kunstwerken in) primaire waterkeringen bij verweking

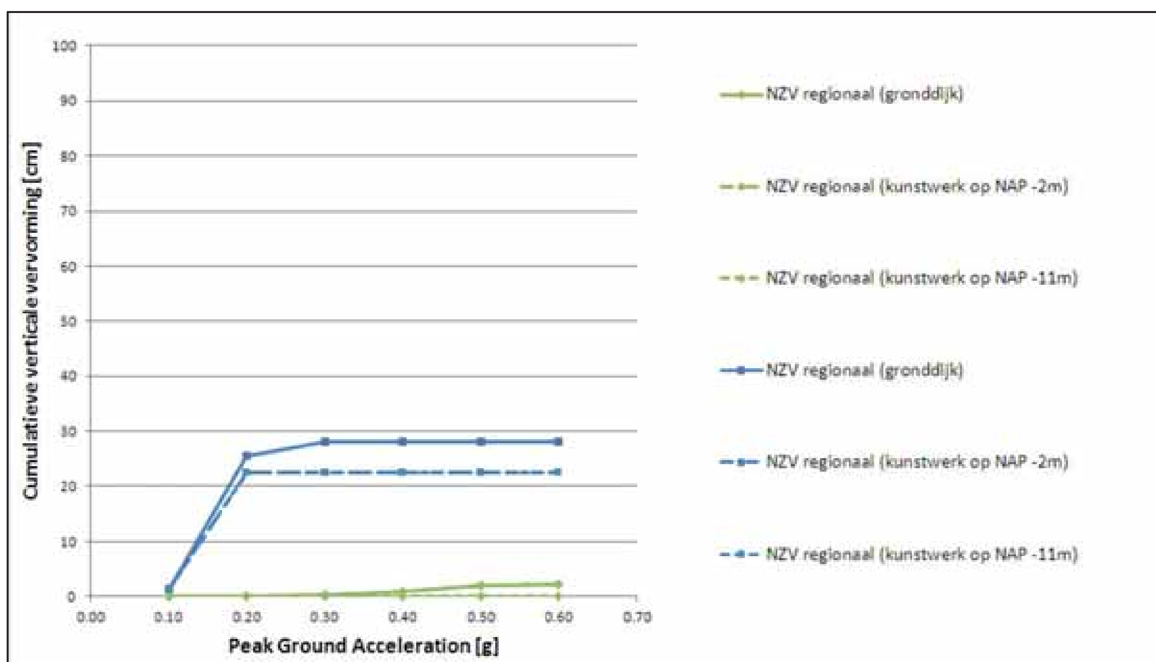
De zakking door verweking van zandlagen binnen twee bodemprofielen aangetroffen in waterschap Hunze & Aa's zijn met de gecombineerde methodiek beschouwd. Op basis van deze bodemprofielen is voor primaire waterkeringen tot de inschattingen van de totale zakking als functie van de waarde van de PGA in Figuur 4.17 gekomen.



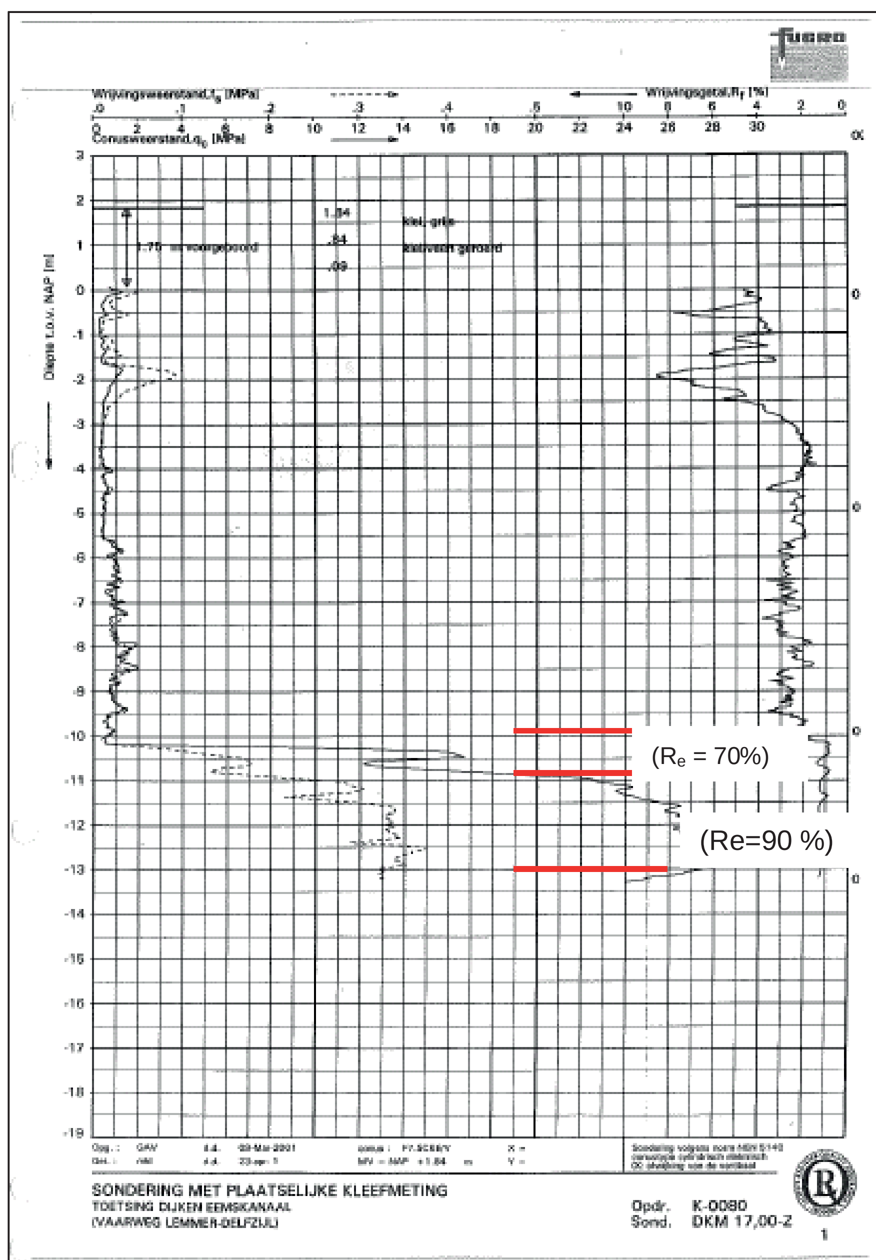
Figuur 4.17 Inschatting zakking kruin en binnendijks van primaire waterkering Hunze & Aa's door compactie (in alle gevallen tot aan ondergrens NAP -17m en met MSF =1,8)

4.2.5 Zakking (kunstwerken in) regionale waterkeringen bij verweking

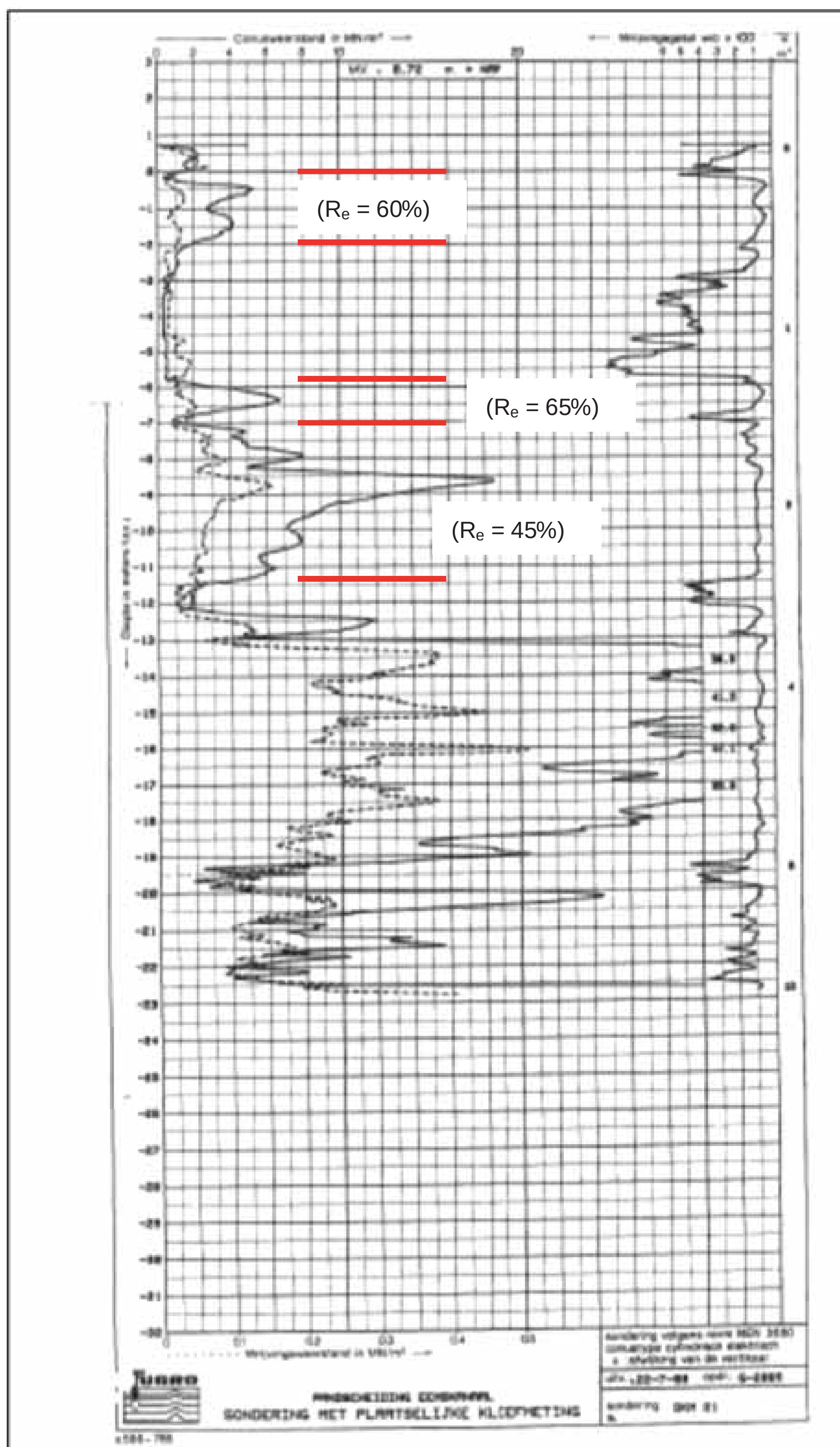
Met de bodemprofielen op basis van de sonderingen in Figuur 4.19 (weinig zand, vastgepakt) en Figuur 4.20 (veel zand, losgepakt) is voor regionale waterkeringen tot de inschattingen van de totale zakking als functie van de waarde van de PGA in Figuur 4.18 gekomen.



Figuur 4.18 Inschatting zakking kruin en binnendijks van regionale waterkering Noorderzijlvest door compactie (in alle gevallen tot aan ondergrens NAP -13m en met MSF =1,8)



Figuur 4.19 Sondering regionale kering Noorderzijlvest DKM 17-Z (weinig zand, vastgepakt)



Figuur 4.20 Sondering regionale kering Noorderzijlvest DKM 21 (veel zand, losgepakt)

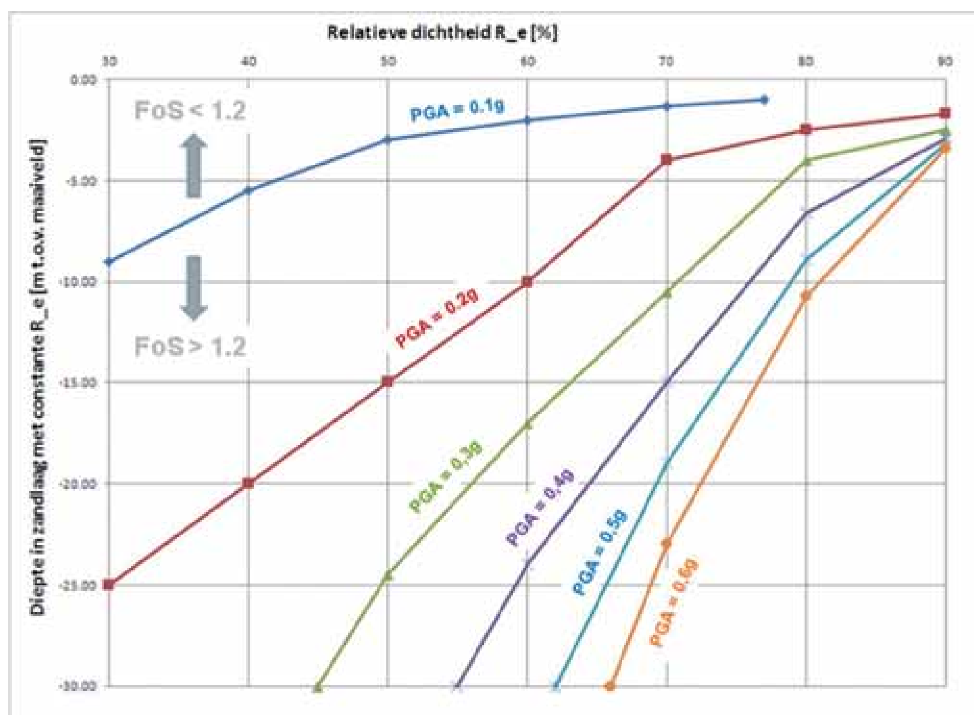
4.2.6 Samenvatting resultaten zakking als gevolg van verweking

In Figuur 4.21 wordt een samenvatting gegeven van de berekeningsresultaten met de gecombineerde methode volgens EERI MNO-12 en Ishihara en Yoshimine (1992).

- zakkingen primaire waterkering Hunze & Aa's (bij PGA = 0.6g):
  - kruin grondlichaam: ~60 cm
  - "fundering op staal" (NAP): ~40 cm
  - "fundering op palen" (NAP -10 m): ~25 cm
  - verschil gronddijk-"paalfundering": ~35 cm
- zakking regionale waterkering Noorderzijlvest (bij PGA = 0.6g):
  - kruin grondlichaam: ~30 cm
  - "fundering op staal" (NAP -2 m): ~25 cm
  - "fundering op palen" (NAP -11 m): ~25 cm
  - verschil gronddijk-"paalfundering": ~5 cm

Figuur 4.21 Samenvatting resultaten inschatting zakking (kunstwerk in) primaire en regionale waterkering

Verder wordt in Figuur 4.22 een vertaling weergegeven van de grafiek volgens Ishihara en Yoshimine (1992). Met een lijn (geldend voor een bepaald PGA-niveau) wordt het niveau aangegeven waarop in het beschouwde verzadigd zandpakket met constante R_e-waarde de FoS aan 1,2 gelijk is. Bij deze FoS-waarde is de kans op een marginale zakking groot.



Figuur 4.22 Niveau in verzadigd zandpakket met constante R_e waarop geldt FoS=1,2 (MSF = 1,8)

De bovenstaande figuur kan worden gebruikt om op een specifieke locatie een globale indruk te krijgen van de verwekingsgevoeligheid van een zandlaag, indien voor deze laag de diepte en een inschatting van de relatieve dichtheid bekend zijn.

Volgens Finn (2000) kan er een extra zakking optreden als gevolg van het eigen gewicht van een ophoging (dijk), die de verweekte ondergrond zijdelings weg kan persen. Dit effect is groter naarmate de verweekte grond dichter bij het oppervlak ligt. Bij de regionale keringen ligt het zand ongeveer op NAP – 5 m en is er een redelijke dikte van niet verweekte lagen, waardoor dit effect beperkt blijft (maximaal 15 á 30 cm totale zakking). Dit ligt binnen de range die met Ishihara ook gevonden wordt. Voor de primaire keringen geldt dat het zand dicht onder het oppervlak ligt, maar is de methode Finn minder geschikt omdat die geldt voor taludhellingen 1 : 2,5. De taludhelling heeft een grote invloed. Daarom zou de resulterende vervorming beter ingeschat moeten worden door hier een numerieke simulatie voor te maken. Vooralsnog is de veronderstelling dat de primaire keringen in normale omstandigheden een dusdanige overhoogte hebben dat dit niet tot andere conclusies leidt.

4.2.7 Resultaten primaire waterkeringen

Voor de primaire waterkeringen geldt dat het optreden van een aardbeving niet gecorreleerd is aan het optreden van extreem hoogwater. Daarom is er op het moment dat een beving optreedt een grote reserve in de stabiliteit. Bij aardbevingen met piekversnellingen groter dan 0,2 g kunnen vijf effecten optreden:

- Tijdelijke afname van macrostabiliteit tijdens de beving, waardoor vervormingen ontstaan; als er tijdens de aardbeving geen verweking ontstaat zullen deze beperkt van grootte zijn.
- Verweking en verdichting van de zandlagen onder de dijk direct na de beving, hetgeen leidt tot zakking van de kruin van de dijk tot maximaal 60 cm. Aangezien de kans op een (maatgevend) hoogwater klein is, is er naar verwachting voldoende tijd om dit te herstellen.
- Verweking van de zandlagen onder de dijk na de beving waardoor de taludstabiliteit afneemt of zelfs een afschuiving optreedt. Bij de gedeelten waar voorland voor de dijk aanwezig is zal er voldoende restprofiel aanwezig blijven en is er tijd om tijdig de waterkering te herstellen.
- Op twee locaties (bij Eemshaven en bij Vierhuizergat) komt de stroomgeul dicht bij de waterkering. Bekeken zal moeten worden of verweking van de onderwateroever een bedreiging voor de waterkering kan zijn. Vierhuizergat ligt mogelijk buiten de zone waar grote piekversnellingen worden verwacht.
- Door zakkingen en ongelijkmatige zakkingen kan aanzienlijke schade aan de bekledingen ontstaan. Naar verwachting is er tijd om dit te herstellen voordat er een (maatgevende) storm komt.

De kans op inundatie lijkt hiermee voor primaire waterkeringen beperkt. Om te bepalen of die kans voldoende klein is zal een probabilistische analyse moeten worden uitgevoerd, en moet er een uitspraak komen over welke faalkans als gevolg van aardbevingen acceptabel is. In een probabilistische analyse wordt expliciet rekening gehouden met de optredingskansen van zowel de mogelijke piekversnelling als optreden van waterstanden en hun onzekerheid. In deze Quick Scan is het oordeel gebaseerd op expert judgement. Met de probabilistische analyse wordt dit objectiever benaderd en kan dit worden getoetst aan bestaande normen voor waterkeringen. Los van de kans op inundatie kan er bij grotere piekversnellingen wel aanzienlijke schade (zakkingen en vervormingen) aan de waterkeringen optreden.

4.2.8 Resultaten regionale keringen

Anders dan bij de primaire waterkeringen is bij de regionale keringen veelal continu een zekere waterstand aanwezig die niet heel veel lager is dan maatgevend peil. Beschadiging aan een regionale waterkering levert eerder een risico op inundatie op. Door het beperkte verschil in dagelijks peil en normpeil is de reserve in stabiliteit van een regionale kering ook kleiner dan bij primaire keringen. Ten slotte is een factor van belang dat aan regionale waterkeringen lagere stabiliteitseisen worden gesteld dan aan primaire keringen, waardoor de schade ten gevolge van een aardbeving (vervormingen en afschuiving) relatief groot kan zijn. De uitgangssituatie voor regionale keringen is dus in meerdere opzichten ongunstiger dan voor primaire keringen.

De analyses hebben vooral betrekking gehad op de situatie langs het Eemskanaal. De conclusies kunnen daarom niet zonder meer van toepassing worden verklaard op alle regionale keringen. Langs het Eemskanaal komt op plaatsen op circa 5 meter - NAP pleistoceen zand voor. In verband met verweking van de ondergrond zijn dit de meest kritieke locaties. Het verschil tussen streefpeil en kruinhoogte is ongeveer een meter. Dit geeft een redelijke reserve in kruinhoogte die mogelijk niet bij alle regionale keringen aanwezig zal zijn. Het verschil tussen streefpeil en normpeil is ongeveer 70 centimeter. Dit geeft een zekere reserve in taludstabiliteit bij dagelijkse omstandigheden indien aangenomen mag worden dat de kade normpeil veilig kan keren (dus voldoet aan de vigerende normen).

Voor regionale keringen kunnen de volgende conclusies worden getrokken voor piekversnellingen groter dan 0,2 g:

- Bij verweking van zand onder de kering kan de kruin tot 30 centimeter zakken (zie paragraaf 4.2.5).
- Bij verweking van de ondergrond lijkt het uit oriënterende stabiliteitsberekeningen dat het effect op de macrostabiliteit beperkt blijft: het zand lijkt voldoende diep te zitten. Deze berekeningen zijn uitgevoerd doormiddel van een c'φ reductie in het zand. Beide parameters zijn gelijk gesteld aan 0. Daarnaast is tijdens deze analyse niet gerekend met een extra bijdrage van de versnelling veroorzaakt door de aardbeving. Voor het opbouwen van de waterspanningen is meer tijd nodig dan de aardbeving duurt. Overigens moet deze voorlopige conclusie nog wel bevestigd worden door meer en gedetailleerdere analyses.
- Omdat de reserve in stabiliteit (zonder verweking) in de uitgangssituatie kleiner is dan in vergelijking met primaire keringen worden in het algemeen grotere vervormingen (tot circa een decimeter) verwacht tijdens de aardbeving.
- Ten aanzien van niet waterkerende objecten geldt dat in het geval leidingen evenwijdig aan of in de dijk aanwezig zijn de verwachting is dat indien deze leidingen in goede staat verkeren deze naar verwachting een aardbevingsbelasting kunnen weerstaan. Bij leidingkruisingen (dwars op de waterkering) is nog een onbeantwoorde vraag of het gewicht van de waterkering bovenop de leiding beschouwd moet worden als een discontinuïteit, zodat hier mogelijk wel een probleem kan ontstaan. Over het algemeen is de eis dat de leiding bij de waterkering wordt ingesloten door een onafhankelijk waterkerend scherm. Bij grote vervorming van het grondlichaam is het de vraag of niet juist leidingbreuk op kan treden ter plaatse van dit scherm. Ten aanzien van bomen is de redenering dat een hevige storm een grotere belasting op de boom en het wortelstelsel is dan een aardbevingspuls. Bij bebouwing is vooralsnog sprake van een

verwachting van schade, en niet van bezwijken van bebouwing. Dit zal dus weinig invloed hebben.
- De extra bijdrage van aardbevingen op het ontstaan van hydraulische kortsluiting als gevolg van aardbevingen kan op dit moment nog niet precies aangegeven worden. Bij een veenkade met een damwand langs de waterlijn, zandlagen op niet te grote diepte, droogte én een aardbeving bestaat er kans op verlies van horizontaal evenwicht. Aanbevolen wordt om in een vervolg studie te komen tot een nadere specificatie van de mogelijkheid van het optreden van hydraulische kortsluiting per type bodemopbouw.

Bij het Eemskanaal is de verwachting dat de kans op inundatie (daadwerkelijk zulke grote vervormingen dat de kruin met meer dan een meter zakt) ook bij een piekversnelling van 0,5g nog beperkt is. Om te bepalen of die kans voldoende klein is zal in een volgend stadium probabilistische analyses moeten worden uitgevoerd, en moet er een uitspraak komen over welke faalkans als gevolg van aardbevingen acceptabel is.

Voor de overige regionale keringen moet dit nog beter lokaal worden bekeken. Los van de kans op inundatie kan er bij grotere piekversnellingen wel aanzienlijke schade (zakkingen en vervormingen) aan de waterkeringen optreden.

4.2.9 Resultaten kunstwerken

In het gebied komen diverse kunstwerken voor met een waterkerende functie (sluizen, kades, coupures en damwanden). Ten aanzien van kunstwerken is vooral gekeken naar zakkingen in de ondergrond en naar de mogelijke verschilzetting die bij een kunstwerk op kan treden. Dit is afhankelijk van de lokale opbouw van de ondergrond. Aan de kust waar dikkere holocene, relatief losgepakte, zandlagen voorkomen is dit effect groter. Ook hier is het al dan niet optreden van verweking doorslaggevend. Afhankelijk van de aanwezigheid van zandlagen worden zakkingen tot 60 centimeter niet uitgesloten. Daarbij kan ook sprake zijn van aanzienlijke zettingsverschillen over de constructie. Of een constructie dit aan kan hangt af van de sterkte en stijfheid van de constructie en van de funderingswijze. Op dit moment zijn nog geen individuele waterkerende constructies beschouwd, maar in generieke zin kan schade aan en niet functioneren van kunstwerken zeker niet worden uitgesloten bij piekversnellingen groter dan 0,2 g.

4.3 Buisleidingen

4.3.1 Algemeen

In deze rapportage worden de effecten van een aardbeving op een buisleidingnetwerk beschouwd. Hiertoe zijn enkele maatgevende leiding typen geselecteerd. Het betreft een leiding van Noordgastransport, een aantal leidingen van het Gasunie netwerk en een chloorleiding. Zoals hiervoor aangegeven zullen enkele belangrijke faalmechanismen worden behandeld. Het betreft de volgende mechanismen:

- Aardbevingsbelasting op leidingstrekkingen.
- Aardbevingsbelasting op bebouwing met aansturingsequipment.
- Omvallen van een windmolen op een gasleiding.
- Het optreden van verweking in de ondergrond.

4.3.2 Leidingstrekkingen

De volgende gelaste stalen leidingen zijn geselecteerd om de effecten van aardbevingen door te rekenen. Voor de gasleidingen wordt er van uit gegaan dat de gemiddelde werkdruk ca. 50 bar bedraagt. De druk van de chloorleidingen bedraagt 23 bar.

	Staalkwaliteit	Wanddikte [mm]	Diameter [m]	Diepte [m]
Gasunie	X70	15,9	1,2	1,5
Gasunie	X60	11,8	0,9	1,5
Gasunie	X56	9,32	0,8	1,5
Noordgas.	A106 Grade B	10,97	0,168	1,5
Gasunie	X52	8,5	0,1	1,5
Akzo	S240	5,49	0,0889	1,5
Akzo	S240	3,91	0,0603	1,5
Akzo	S240	3,69	0,0483	1,5

Tabel 4.1 Overzicht buisleidingen

Een deel van het netwerk bestaat uit oude leidingen (aangelegd zijn voor 1964) met lagere sterktes als de hierboven gehanteerde staalkwaliteiten, zie hiervoor Figuur 3.24. Daarbij is van de kwaliteit van de lassen in deze leidingen zeer weinig bekend. Deze oude leidingen zijn in dit onderzoek niet beschouwd. Als aangenomen wordt dat oude leidingen een lagere staalkwaliteit hebben, dan zullen deze afzonderlijk beschouwd moeten worden. De lassen van de nieuwe leidingen zijn volgens de vigerende standaard aangebracht en gecontroleerd.

Deze leidingen worden momenteel standaard op een diepte van ca. 1,5 m onder maaiveld aangelegd. Deze waarde is hier als aanlegdiepte gehanteerd. De leidingen kunnen echter ook op andere dieptes voorkomen, waarbij met name bij oudere delen van het netwerk kleinere diepten voorkomen.

Zoals in NEN 3650 is beschreven zal de leiding een uitvoeringszakking hebben ondergaan die leidt tot een buigspanning. Deze buigspanning is berekend door de uitvoeringszakking over de normlengte volgens NEN 3650 te transformeren tot een boogstraal R in m. Ook de werkdruk in de leiding leidt tot spanning in axiale en tangentiele richting in de leiding. De gronddruk is door de geringe dekking verwaarloosbaar voor het generen van spanning in de leiding.

	Diameter [m]	Druk axiaal σ_y N/mm^2	Druk tangen-tieel σ_x N/mm^2	Uitv zak mm	Uitv zak R. m	Axiaal N/mm2	Tan. N/mm2	σ_v N/mm2
Gasunie	1,2	186,2	93,1	15	2000	154,8	186,2	241,4
Gasunie	0,9	188,2	94,1	15	2000	140,4	188,2	234,1
Gasunie	0,8	212,1	106,0	15	2000	147,2	212,1	257,4
Noord-gas.	0,168	35,8	17,9	10	2200	25,8	35,8	43,3
Gasunie	0,100	26,9	13,5	10	2200	18,1	26,9	31,7
Akzo	0,0889	17,5	8,7	10	2200	12,9	17,5	21,0
Akzo	0,0603	16,6	8,3	10	2200	11,1	16,6	19,2
Akzo	0,0483	13,9	7,0	10	2200	8,9	13,9	15,7

Tabel 4.2 Resultaten buigspanning door uitvoeringszakking in buisleidingen

In Tabel 4.2 is de heersende spanning in de leiding voor het optreden van een aardbevingsbelasting weergegeven. In de laatste kolom is de von Mises spanning berekend uit de axiale en tangentiele spanningen:

$$\sigma_{V;i} = \sqrt{\sigma_{x;i}^{2} + \sigma_{y;i}^{2} - \sigma_{x;i} \cdot \sigma_{y;i}}$$

Met hierin de axiale en tangentiele spanningen voor een vlakke spanningstoestand.

Volgens de NEN 3650-2 D 3.1 is de toelaatbare spanning gelijk aan:

0,85 (Re+Reθ)/γ_m

Met:

Re is de yield stress in (N/mm^2).
γ_m = partiële materiaal factor 1,1 (-).

In Tabel 4.3 zijn de toelaatbare von Mises spanningen conform NEN 3650 weergegeven.

	Staalkwaliteit	Wanddikte [mm]	Diameter [mm]	Toelaatbare spanning (N /mm2)
Gasunie	X70	15,9	1200	751
Gasunie	X60	11,8	900	640
Gasunie	X56	9,32	800	598
Noordgas.	A106 Grade B	10,97	168	373
Gasunie	X52	8,5	100	558
Akzo	S240	5,49	88,9	372
Akzo	S240	3,91	60,3	372
Akzo	S240	3,69	48,3	372

Tabel 4.3 Resultaten von Mises spanningen in buisleidingen

Methode toetsing effect geïnduceerde aardbeving
De toegepaste methode voor een rechte leiding is gebaseerd op de ontwikkelingen van O'Rourke (1998). De aangepaste methode is beschreven in rapport Deltares (Kruse en Hölscher, 2010). Het model veronderstelt dat zich een golf evenwijdig aan de leiding voortplant. De eigenschappen van de leiding en de grond zijn in het algemeen zodanig, dat verondersteld mag worden dat de leiding de grondbeweging volledig volgt. De golfsnelheid van deze golf wordt bepaald door het bodemprofiel (en het type golf). De amplitude van de golf wordt bepaald door de sterkte van de aardbeving. De golf wordt als harmonisch beschouwd.

Als de beschouwde golf een schuifgolf is, leidt de belasting tot buiging in de leiding. Het buigende moment moet beperkt blijven zodat de buigspanningen onder de toelaatbare trek- en drukspanningen blijven. Als de beschouwde golf een drukgolf is, leidt de belasting tot axiale vervorming (extensie en compressie) in de leiding. De normaalkracht moet beperkt blijven zodat de spanningen onder de toelaatbare trek- en drukspanningen blijven.

Het model bestaat uit twee stappen: eerst wordt een elastische situatie beschouwd. Als de spanningen onder de toelaatbare waarden blijven, wordt geen schade verwacht. Als de

elastische situatie spanningen geven die boven de toelaatbare waarden komen, wordt een plastische berekening uitgevoerd. Deze geeft de maximale kracht die de grond aan de leiding kan overbrengen. Als de spanningen onder de toelaatbare waarden blijven, wordt geen schade verwacht. Als de spanningen voor beide situaties (elastisch en plastisch) boven de toelaatbare waarden komen, moet wel schade verwacht worden.

Meestal zal de aardbevingsgolf zich niet evenwijdig aan de leiding voortplanten. Bij deze situatie moet formeel de component van de aardbevingsgolf evenwijdig aan de leiding beschouwd worden. Niet-evenwijdige inval heeft een aantal consequenties voor de modellering:

- Er treedt zowel buiging als axiale vervorming op.
- De golflengte in de langsrichting wordt kleiner en ook de amplitude wordt kleiner.

De normaalkracht en de buigkracht zijn een kwart golflengte verschoven, zodat de plaats waar de maximale spanning optreedt niet bekend is. De spanning zal maximaal 40% toenemen, maar dat gebeurt alleen in zeer bijzondere gevallen, waarbij de hoek van inval en de leidingeigenschappen zodanig zijn dat de optredende buig- en normaalspanningen gelijk zijn. In dit (op zich zelf al bijzondere) geval zal echter de maatgevende amplitude ook kleiner zijn, omdat de hoek van inval tot een reductie leidt. Het is dus niet aannemelijk dat de combinatie van normaalkracht en buigend moment een andere beoordeling geeft.

Het korter worden van de golflengte is complexer. Dit leidt in de elastische beschouwing tot hogere spanningen in de leiding, maar bij de plastische beschouwing tot lagere spanningen.

Een eenvoudige controle is om de plastische controle uit te voeren. Als de plastische controle geen schade geeft, zal schuine inval nooit tot schade leiden. In feite wordt dan de voortplantingsrichting aangepast, terwijl de amplitude van de aardbeving niet aangepast wordt, terwijl dat in werkelijkheid wel het geval is. Deze aanpak levert dus een overschatting van de spanningen op. Als niet aan deze controle voldaan wordt, dan moet gecontroleerd worden bij welke hoek de elastische controle en de plastische gelijke uitkomst geven. Bij deze kritische waarde kan vervolgens gecontroleerd worden of de leiding wel of geen risico loopt.

De berekeningen voor de reactie van de leidingen op de aardbevingstrilling wordt uitgevoerd voor 5 in Groningen voorkomende grondsoorten. Voor de berekeningen wordt gebruik gemaakt van de materiaalparameters uit Tabel 1 uit de NEN6740. Dit geeft voor de gebruikte materialen de parameters in Tabel 4.4.

Materiaal	**c_u [kPa]**	**φ [graden]**	**c' [kPa]**	**γ [kN/m^3]**
slappe klei	50	17.5	5	14
zandige klei	80	22.5	5	16
veen	20	15	2.5	12
zand	0	32.5	0	20

Tabel 4.4 Grondparameters voor bepaling bodemeigenschappen

Ten aanzien van de toepassing van Tabel 1 van NEN 6740 moet opgemerkt worden dat de sterkte hier als een belasting opgevat moet worden, zodat met de hoge waarde gerekend moet worden. De c_u waardes gelden voor matig vaste klei, wat vermoedelijk een te hoge waarde is voor de aanvulling rondom de leiding.

De waarden voor slappe klei worden gebruikt voor de grondprofielen 3 (slap diep) en 5 (slap ondiep); de waarden voor zandige klei worden gebruikt voor de profielen 1 (klei stijf) en 6 (Westeremden). Tabel 4.5 geeft per gekozen profiel de materiaalnaam voor het materiaal waarin de leiding ligt.

Nummer	Profiel	Materiaal rondom leiding
1	Klei stijf	zandige klei
2	Veen	veen
3	Slap diep	slappe klei
4	Zand	zand
5	Slap ondiep	slappe klei
6	meting	zandige klei

Tabel 4.5 Keuze grond rondom leiding per profiel

De veerstijfheid en de maximale wrijvingsweerstand die de leiding van de grond ondervindt wordt bepaald uit NEN 3650, bijlage C. Tabel 4.6 geeft de verplaatsing die nodig is voor het bereiken van de maximale sterkte. Er is gekozen voor de ondergrens, omdat dit de hoogste stijfheid geeft.

Materiaal	Grondsoort in tabel	u_{Fmax} [mm]	
		interval	gekozen
slappe klei	slappe klei	6-10	6
zandige klei	matig stijve klei	4-6	4
veen	slap veen	10-16	10
zand	matig gepakt zand	3-5	3

Tabel 4.6·Verplaatsing voor maximale wrijvingskracht (en veerstijfheid)

De maximale wrijvingskracht wordt berekend met de NEN 3650. Op basis van deze data zijn de parameters afgeleid voor de maximale wrijvingskracht en de veerstijfheid bij axiale verplaatsing van de leiding.

Voor de maximale wrijvingskracht kan uitgegaan worden van de formule van de NEN 3650 voor een gedraineerde situatie of de ongedraineerde schuifsterkte voor een ongedraineerde situatie. In de gedraineerde situatie is de adhesie gelijk gekozen aan de effectieve cohesie (c’), waarbij de factor 0,6 weggelaten is (het is nu immers een belasting). Verondersteld is dat de grondwaterstand 0,5 m onder het maaiveld ligt. De coëfficiënt van horizontale gronddruk is afhankelijk van de hoek van interne wrijving. Verder spelen de diameter en de diepteligging van de leiding een rol. De diepteligging voor alle leidingen is 1,5 m, alleen de leiding met diameter 0,168 m ligt op diepte 2,5 m. Als alternatief kan voor de ongedraineerde situatie bij klei en veen de ongedraineerde cohesie gebruikt worden.

Materiaal	Gedraineerde wrijving [kPa]	Ongedraineerde wrijving [kPa]
slappe klei	8	80
zandige klei	9	20
veen	4	50
zand	10	10

Tabel 4.7 Maximale wrijving voor diepte 1.5 m

Veiligheidshalve wordt uitgegaan van de bovengrens van deze waarden, zodat de (hoge keuze) van de ongedraineerde schuifsterkte maatgevend is. Tijdens aardbevingsbelasting mag uitgegaan worden van ongedraineerd gedrag, maar voor de relatief ondiep liggende leidingen lijken de ongedraineerde waarden aan de hoge kant. Dit kan nader geëvalueerd worden voor de situaties die kritisch blijken.

Resultaten
De toelaatbare spanningen in de leidingen worden voor zowel compressiegolven als voor schuifgolven die langs de leiding lopen niet overschreden. Voor de passage van de compressiegolven geeft de elastische controle voor enkele slappere profielen een te grote spanning af, maar de plastische controle toont aan dat er geen probleem is: deze slappe profielen kunnen de krachten die voor schade nodig zijn niet leveren.

Voor niet-evenwijdig invallende schuifgolven is een controle op plastische spanningen nodig om uit te sluiten dat er onder geen enkele invallende richting de toelaatbare trekspanning overschreden wordt. Voor de schuifgolven is dit een complexe berekening. De marge tussen de elastische spanningen en toelaatbare spanningen is echter zo groot, dat deze controle op plastische vervormingen achterwege gelaten is. De grootste berekende aanvullende buigspanning voor een aardbevingsversnelling van 0,5 g is weergegeven in Tabel 4.8. Uit de omrekening volgt dat de Von mises spanningen toelaatbaar zijn.

	Diameter [m]	**Buigspanning N/mm2**	**Axiaal N/mm2**	**Tan. N/mm2**	**σ_v N/mm2**
Gasunie	1,200	33,18	188,0	186,2	263,89
Gasunie	0,900	24,88	165,3	188,2	249,75
Gasunie	0,800	20,74	167,9	212,1	269,83
Noordgas.	0,168	4,58	30,3	35,8	46,20
Gasunie	0,100	2,76	20,9	26,9	33,36
Akzo	0,0889	2,42	15,3	17,5	22,52
Akzo	0,0603	1,64	12,8	16,6	20,21
Akzo	0,0483	1,31	10,2	13,9	16,52

Tabel 4.8 Resultaten spanning in buisleidingen ten gevolge van aardbeving bij 0,5g

Voor drukgolven die niet-evenwijdig aan de leiding lopen, is de marge tussen de toelaatbare spanning en berekende spanning kleiner. Voor niet-evenwijdig invallende drukgolven blijkt bij de beschouwing van de te mobiliseren plastische krachten in geen enkel geval een overschrijding te geven. Hieronder zijn de grootste berekende compressie krachten weergegeven.

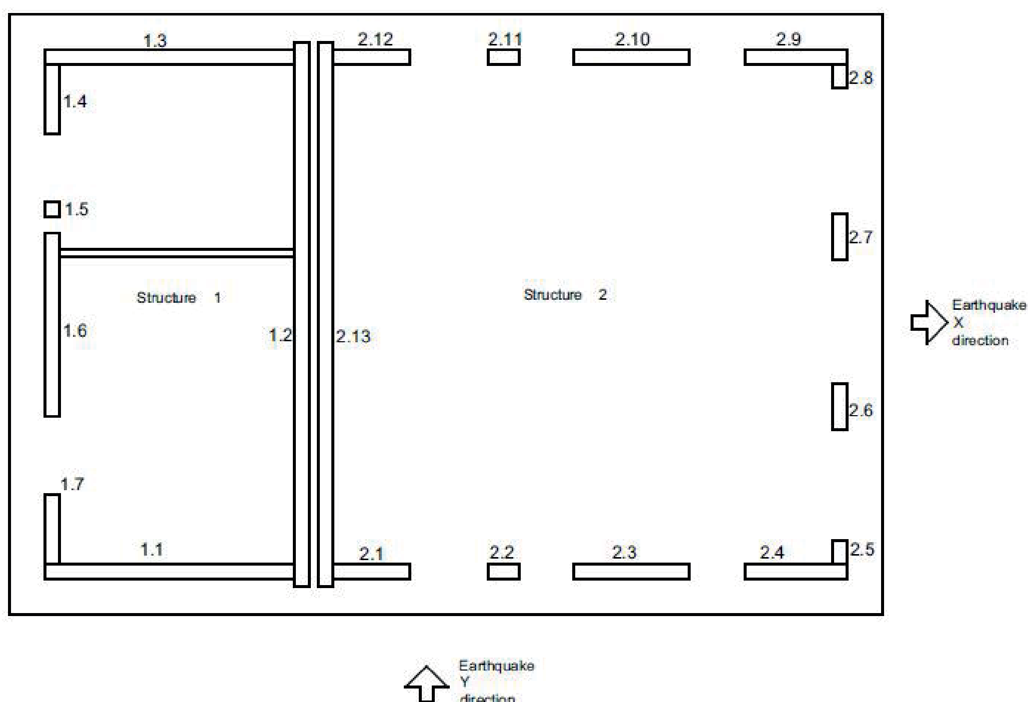
	Diameter [m]	Compressie N/mm2	Axiaal N/mm2	Tan. N/mm2	σ_v N/mm2
Gasunie	1,200	63,17	218,0	186,2	285,98
Gasunie	0,900	85,12	225,5	188,2	293,01
Gasunie	0,800	107,77	255,0	212,1	330,95
Noordgas.	0,168	91,56	117,3	35,8	122,02
Gasunie	0,100	118,16	136,3	26,9	138,34
Akzo	0,0889	182,95	195,8	17,5	196,08
Akzo	0,0603	256,88	268,0	16,6	267,98
Akzo	0,0483	272,20	281,1	13,9	280,88

Tabel 4.9 Resultaten compressiekrachten in buisleidingen ten gevolge van aardbeving bij 0,5g

Dit betekent dat bij een aardbevingsbelasting van 0,5 g geen schade wordt verwacht met betrekking tot drukgolven.

4.3.3 Bebouwing

Op verschillende locaties maar met name bij de GOS locaties (Gas ontvangst stations) is er metselwerk bebouwing aanwezig met daarin aansturende equipment. Bij falen van de bebouwing zal het aansturende equipment beschadigen en daardoor enige tijd niet functioneren. Als er niet voldoende bypass mogelijkheden in het gasdistributienetwerk van de regionale gasnet beheerder zijn buiten het gebied van een potentiele aardbeving zijn, kan het transport enige tijd ontregeld worden.



Figuur 4.23 Berekening van een aardbevingstrilling in een gebouw van metselwerk (zie Bijlage D)

De eenvoudige metselwerk gebouwtjes zijn kwetsbaar en kunnen niet veel meer dan de huidige opgetreden versnellingen weerstaan. Zie hiervoor ook Bijlage D.

4.3.4 Verweking

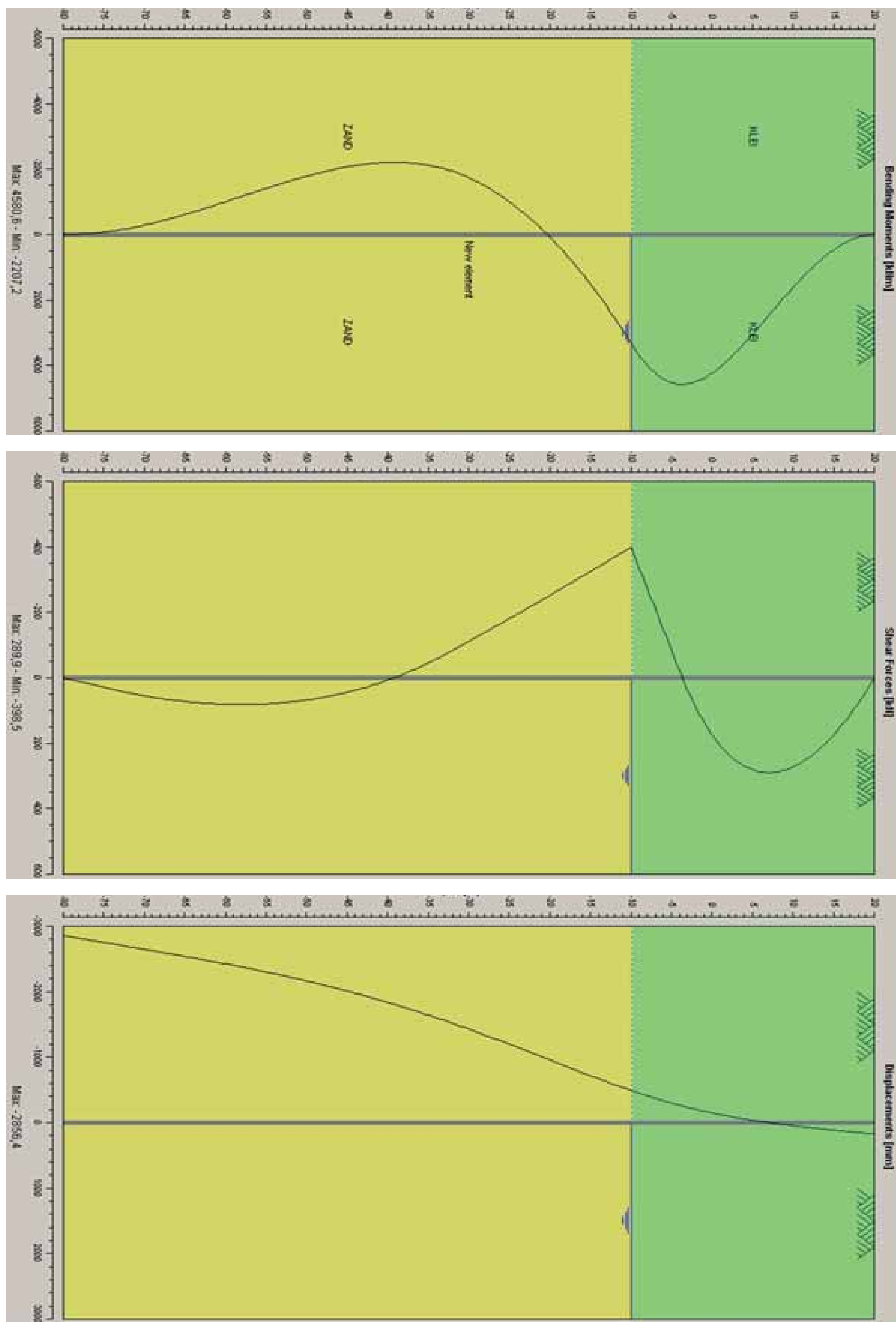
Volgens de beschouwing in paragraaf 4.1 is tot een PGA = 0,2g de kans klein dat er verweking optreedt. Bij hogere versnellingen kan afhankelijk van de omstandigheden verweking optreden. Indien verweking optreedt, kan dit schade veroorzaken aan:

- Leidingelementen die door verweking kunnen opdrijven of zinken.
- Aansluitingen van leidingelementen aan constructies.
- Bebouwing of equipment die niet op palen is gefundeerd.

Bij leidingelementen die zich in granulaire grond bevinden zal tijdens de verweking de grond in een vloeistof veranderen waardoor de leiding afhankelijk van zijn effectieve gewicht zal opdrijven of zinken. De grote diameter leidingen zullen naar het maaiveld bewegen, kleine leidingen zullen de neiging hebben naar beneden te bewegen. Bij opdrijvende leidingen naar het maaiveld of zinkende leidingen tot een stevige grondlaag zal de leiding bij een overgang naar cohesieve grond een buigend moment ondervinden. Het buigend moment leidt tot aanvullende axiale spanning in de leiding, zodat de von Mises spanning in de leiding zal toenemen.

Beschouwd is een leiding die deels in niet verweekte grond ligt (in het groene deel) en deels in verweekte grond ligt (het gele deel). De berekeningen zijn uitgevoerd met de leiding als een verend ondersteunde ligger (met rekenprogramma D_Sheetpiling). De beschouwde lengte is beperkt als gevolg van de beperkingen in het programma, aan het uiteinde is verondersteld dat er geen buigend moment optreedt. Het programma houdt rekening met het optreden van niet-lineair grondgedrag rondom de leiding.

De berekeningsresultaten in Figuur 4.24 kunnen als volgt worden gelezen: In de onderste figuur is de optredende vervorming te zien, waarbij de leiding in het verweekte gebied opdrijft. In de figuren daarboven zijn de dwarskrachtenlijn en de momentenlijn weergegeven. Duidelijk zichtbaar is dat het maximale moment optreedt in het niet opdrijvende deel van de leiding, vlakbij de overgang naar de verweekte zone.



Figuur 4.24 Resultaat opdrijvende leiding D=1,2 m

De momenten en de omrekening naar buigspanningen voor drie leidingdiameters zijn weergegeven in Tabel 4.10. Uit de tabel blijkt dat, indien de aanvullende buigspanningen door opdrijven met de spanning door inwendige druk wordt omgerekend naar een Von Mises spanning, de spanning toelaatbaar is.

Diameter (mm)	Wanddikte (mm)	Berekend moment (KNm)	Buigspanning (N/mm^2)	σ_v (N /mm^2)
1200	15,9	4581	265	458
900	11,8	2084	289	467
800	9,32	1392	308	501

Tabel 4.10 Resultaten spanning in buisleidingen ten gevolge van verweking

Voor de leidingen met kleine diameter blijkt geen opdrijven plaats te vinden maar is er sprake van een neerwaartse kracht, die voor de gasleidingen zeer gering is, zodat er geen significante belasting zal optreden. Bij de chloorleidingen zal er een neerwaartse beweging optreden. Het effect van deze neerwaartse beweging die sterk afhankelijk is van de duur van de verweking dient nader te worden onderzocht.

Bij aansluitingen van leidingelementen aan constructies en bebouwing zal verweking zeer waarschijnlijk wel tot schade kunnen leiden. Aanbevolen wordt hier nader onderzoek naar te doen.

4.3.5 Resultaten buisleidingen

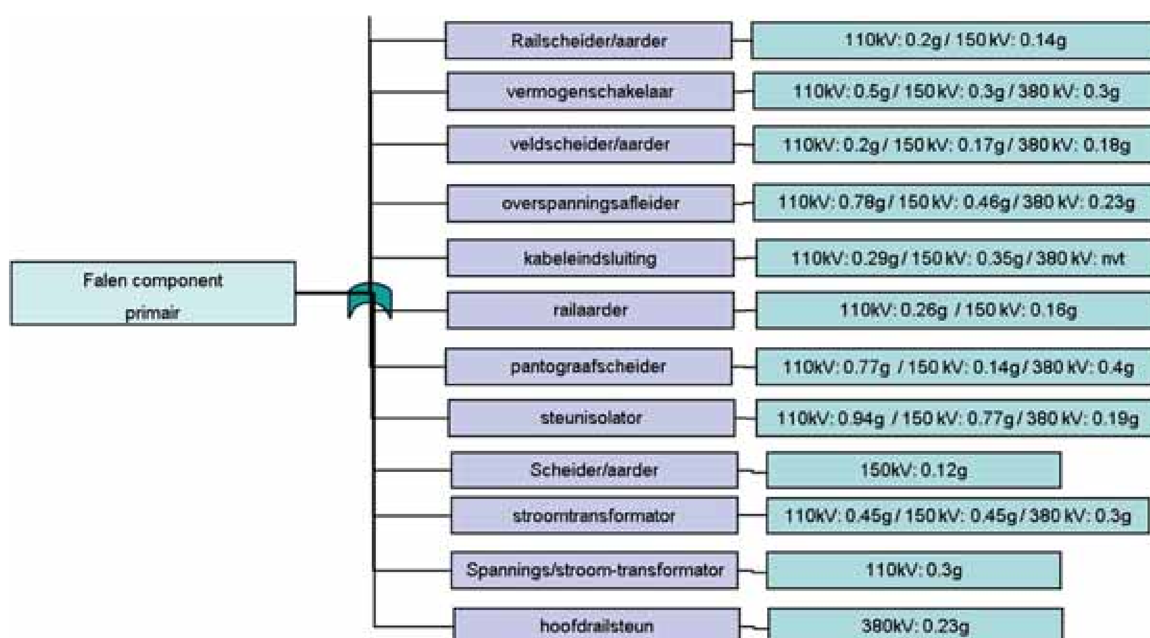
De belangrijkste faalmechanismen die beschouwd zijn voor het effect van geïnduceerde aardbevingen op het gas transport netwerk zijn het optreden van gaslekkage als gevolg van schade aan leidingen of aansluitingen, tijdelijke operationele aspecten en uitval van het gastransport voor langere tijd. Bij rechte leidingen in veldstrekkingen is met betrekking tot de directe effecten van de aardbeving tot 0,5 g geen schade te verwachten. De berekende spanningen zijn kleiner dan de toelaatbare spanningen in de leidingen. Bij versnellingen vanaf 0,2 g kan verweking optreden, net als bij waterkeringen, waardoor er schade kan opstreden aan stations en mogelijk aan enkele leidingtypen met diameters en wanddikten in het middensegment.

De berekeningen van bochten, aansluitingen en bovengrondse leidingen zijn geen onderdeel van de Quick Scan, maar worden wel in het kader van onderzoek voor Gasunie beschouwd.

4.4 Hoogspanningsnetwerk

4.4.1 Componenten

Ten gevolge van een aardbeving bestaat de kans dat een component van het station door te hoge trilling uitvalt. De meeste componenten zijn standaard toegerust in klasse AF3, wat overeen komt met een versnelling van 0,3g, maar enkele componenten kunnen slechts een versnelling tussen 0,1 en 0,2g aan, zie Figuur 4.25. De componenten van de 380 kV stations zijn vaak bestand tegen minder versnelling dan die van de 150 kV en/of de 110 kV stations. De meeste transformatoren zijn ontworpen op 0,5 g (Smit Transformers BV, 2013).



Figuur 4.25 Maximale PGA componenten gebaseerd op (van Tuijn, 2013)

4.4.2 Constructies

De meeste elektrische componenten zijn geplaatst op kolommen of portalen. Uit een voorbeeldberekening van een kolom blijkt dat deze een versnelling van 0,48g kan ondergaan (zie Bijlage D). Het is niet zeker dat deze kolom representatief is voor alle stations, zekerheidshalve zouden daarom in een vervolgfase ook andere constructies moeten worden getoetst.

Secundaire systemen (zoals bedieningsfuncties) kunnen in gevaar komen als de behuizing bezwijkt. De bediening is vaak gevestigd in eenvoudige metselwerk gebouwtjes, waarvan de sterkte nog nader moet worden vastgesteld, maar die mogelijk kwetsbaar zijn en niet veel meer dan de huidige opgetreden versnellingen kunnen weerstaan. Zie hiervoor ook Bijlage D.

Voor de verbindingen (masten) geldt dat deze een versnelling van minimaal circa 0,24g aankunnen. Dit is gebaseerd op een hoge mast. Verwacht wordt dat lagere masten een hogere versnelling zonder schade kunnen weerstaan.

De genoemde resultaten zijn grotendeels gebaseerd op de berekening zoals uitgevoerd door TNO Bouw en weergegeven in Bijlage D. In afwijking van deze berekening zijn de in het hoofdrapport gepresenteerde waarden exclusief de veiligheidsfilosofie zoals uit de Eurocode volgt. De benodigde veiligheidsfactoren dienen in een latere fase in combinatie met de aardbevingsbelasting te worden beschouwd. Voorlopig is dus uitgegaan van waarden zonder de zogenaamde importance-factor (factor voor de belangrijkheid van een constructie).

Voor de stations en de masten gelden naast de constructieve berekeningen dat ook verweking van de ondergrond een rol kan spelen. Hiervoor wordt verwezen naar paragraaf 4.1.

4.5 C2000 netwerk

Een voorbeeldberekening van een C2000 mast (zie Bijlage D) geeft aan dat een versnelling van meer dan 0,5g niet tot problemen zal leiden.

5 Mogelijke maatregelen om effecten op constructies te verminderen

5.1 Algemeen

Aangezien in deze Quick Scan de sterkte wordt bepaald van de onderdelen van de kritische infrastructuur en deze nog vergeleken dient te worden met de maatgevende belasting, kan nog niet worden geconcludeerd waar maatregelen noodzakelijk zijn. Bij het vaststellen van eventueel toekomstige maatregelen zal locatiespecifiek onderzoek moeten worden gedaan.

In het algemeen kunnen maatregelen bestaan uit:

- Maatregelen om kennis te vergaren en zo nauwkeuriger de sterkte van de onderdelen en/of de belasting uit de aardbeving te bepalen zodat maatregelen wellicht niet nodig zijn.
- Preventieve maatregelen om de sterkte te vergroten van de onderdelen van de infrastructuur.
- Maatregelen om de consequenties van het falen van onderdelen uit het systeem te verkleinen.

In de volgende paragrafen worden enkele mogelijke maatregelen genoemd per onderdeel.

5.2 Waterkeringen (regionaal, primair en kunstwerken)

Een van de belangrijkste eerste uitgangspunten is dat de waterkeringen in het gebied aan de huidige normen (zonder aardbeving) zouden moeten voldoen. In dat geval zit er namelijk onder normale omstandigheden een zekere reserve in de stabiliteit en kruinhoogte. De belangrijkste maatregel is dus om waterkeringen die niet aan de norm voldoen zo mogelijk versneld te verbeteren.

Preventieve maatregelen om waterkeringen te versterken zullen naar verwachting veelal bestaan uit traditionele maatregelen (talud verflauwen en kruin ophogen) omdat deze het goedkoopst zullen zijn. Een alternatief kan zijn om het kanaal- of boezempeil te verlagen, daar waar dit van toepassing kan zijn. Voor de specifieke locaties waar de watergeul te dicht bij de primaire kering kan komen kan het onderwatertalud worden verflauwd.

Maatregelen om de gevolgen van een aardbeving te verkleinen zijn in deze studie nog niet bepaald, hiervoor is eerst inzicht in de consequenties nodig. Verkend kan worden of de gevolgen van een eventuele inundatie kunnen worden beperkt. Dit kan bijvoorbeeld door het nemen van lokale maatregelen ter bescherming tegen water rond vitale infrastructuur of door te bekijken of sluizen dienst kunnen doen ter compartimentering van een boezem, zodat niet de gehele boezem leeg kan stromen.

5.3 Buisleidingen (gas, chloor, rioolpers)

Voor rechte delen van de buisleidingen zijn geen belangrijke risico's vastgesteld en maatregel dus niet noodzakelijk. Wel zijn veel bijzondere onderdelen (bochten, aansluitingen, bovengrondse leidingen, stations) nog niet beoordeeld, zodat daar op basis van nader onderzoek eventueel nog maatregelen nodig zouden kunnen blijken. Omdat het optreden van een schade niet kan worden uitgesloten kunnen maatregelen voorlopig bestaan uit het

uitvoeren van lekkage inspecties op locaties waar een hoge aardbevingstrillingsintensiteit wordt vastgesteld. Om voldoende inzicht te krijgen waar deze locaties zich bevinden is het aanbrengen van een monitoringsysteem zinvol, waarbij op basis van versnellingen en/of rekken in de leidingdelen die onderdelen worden geïdentificeerd waar schades mogelijk kunnen zijn opgetreden. Een dergelijk monitoringsysteem kan eveneens worden ingezet om de leveringszekerheid c.q. transportzekerheid te waarborgen. Aan de hand van de monitoringsgegevens kan worden beoordeeld of bestaande bypass mogelijkheden voldoende zijn voor leveringszekerheid (leidingen en stations) bij verschillende potentiele aardbevingslocaties (epicentra).

Constructieve maatregelen ter versterking van de secundaire systemen kunnen nodig blijken ook na meer gedetailleerde analyse van de (metselwerk) constructies.

5.4 Hoogspanning en C2000

Preventieve maatregelen rondom het hoogspanningsnetwerk kunnen bestaan uit het vervangen van essentiële componenten die niet bestand zijn tegen een voldoende hoge versnelling. Hierbij zijn de stations van de 380 kV het meest belangrijk, terwijl de componenten hier vaak de laagste versnelling aankunnen. Verder is vooral aandacht nodig voor de secundaire systemen (gebouwen etc.) waar nadere analyses nodig zijn en mogelijk versterkingen. Deze kunnen deels waarschijnlijk bestaan uit eenvoudige constructieve versterkingen. De masten kunnen met meer gedetailleerdere berekeningen worden beoordeeld, waardoor mogelijk geen versterking nodig zal blijken te zijn.

Voor eventuele consequentie-beperkende maatregelen dient eerst een gevolgenanalyse te worden gemaakt (uitval van 1 station/mast is nog geen einde levering).

Een tweede indirect mechanisme betreft het risico van overstroming van een station in geval een aardbeving tot inundatie zou leiden (zie paragraaf 4.2 t/m 4.2.9). Ondanks dat de kans hierop klein is, kan de gevolgschade groot zijn. Hiervoor kunnen zonodig lokale maatregelen worden genomen.

Versnellingsopnemers kunnen op elk station worden aangebracht (eventueel zelfs ook op elke mast). Met de gegevensverzameling die dit oplevert kan een directe detectie van eventuele problemen plaatsvinden in geval van een aardbeving. De mogelijkheden voor automatische afschakeling van systemen in geval van gemeten grondbewegingen kan worden onderzocht, al dient ermee rekening te worden gehouden dat gezien de korte duur dit alleen zinvol is voor eventueel optredende gevolgschade.

Voor het C2000 netwerk zijn vanuit constructief oogpunt naar verwachting geen maatregelen noodzakelijk.

6 Conclusies

Bij het uitvoeren van de Quick Scan is op basis van beschikbare rekenmethoden voor de verschillende onderdelen van de infrastructuur ingeschat wat de sterkte is in geval van een aardbeving. Deze sterkte is uitgedrukt in een (piek)grondversnelling aan de oppervlakte (uitgedrukt in g-niveau) die nog weerstaan kan worden. Omdat een aardbeving met M=5 tot aanzienlijk grotere versnellingen en snelheden van de grond leidt dan tot op heden zijn waargenomen, zegt het feit dat tot op heden geen schade aan kritische infrastructuren is opgetreden heel weinig over wat er kan gebeuren bij een sterkere beving. De mogelijkheden om bestaande ervaringen in Groningen te benutten zijn dus beperkt en daarom dient vooral van de resultaten van de rekenmethoden te worden uitgegaan. Deze rekenmethoden zijn veelal afgeleid voor tektonische aardbevingen en niet specifiek gevalideerd voor de Groningse omstandigheden met geïnduceerde bevingen. Hiermee is zoveel mogelijk rekening gehouden, doch dit zorgt voor enige onzekerheid in de onderstaande conclusies. In hoofdstuk 7 worden aanbevelingen gedaan voor validaties die deze onzekerheid kunnen verkleinen.

6.1 Waterkeringen

Voor piekversnellingen die groter zijn dan 0,2 g is met name voor regionale keringen en kunstwerken nog niet aangetoond dat onder deze omstandigheden de inundatierisico's overal voldoende klein zijn.

Ten aanzien van de primaire keringen lijkt de kans op inundatie klein. Om te kijken of dit voldoende klein is en passend binnen de veiligheidsfilosofie voor waterkeringen zijn probabilistische analyses nodig. Op twee locaties (bij Eemshaven en bij Vierhuizergat) komt de stroomgeul dicht bij de waterkering waardoor er mogelijk onvoldoende restprofiel beschikbaar is in geval van verweking van de onderwateroever. Deze locaties dienen in elk geval nader te worden onderzocht aan de hand van meetgegevens van het bodemprofiel. De combinatie van de kans op hoog water en een aardbeving of tijdens een reparatieperiode dient nog onderzocht te worden.

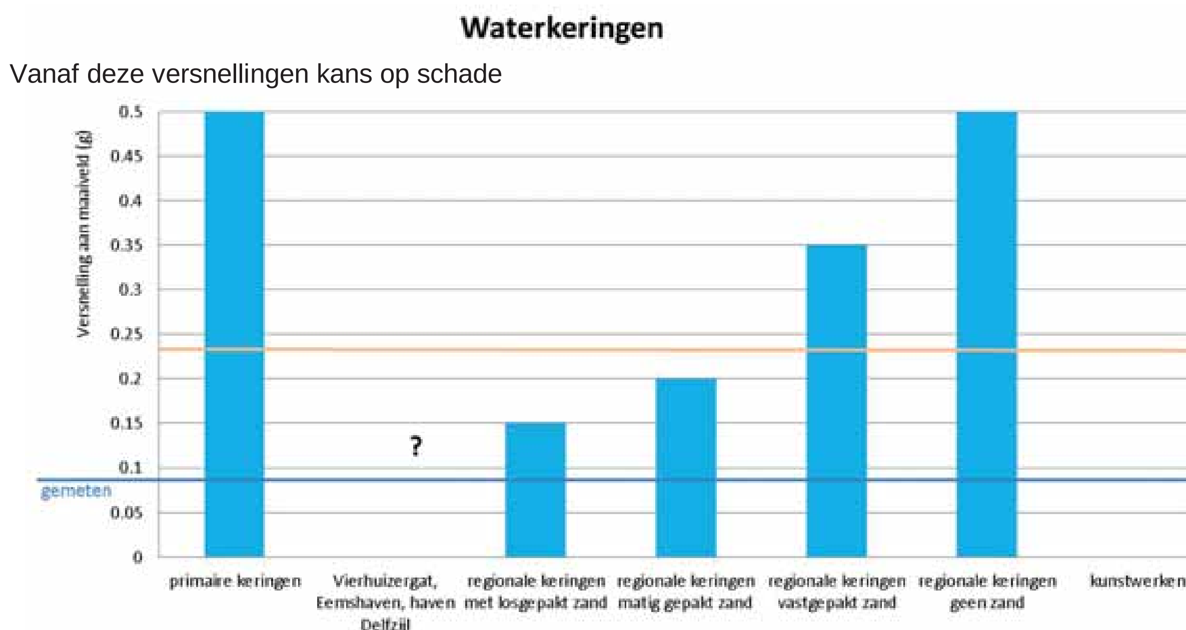
Bij regionale keringen is het verschil tussen dagelijks peil en normpeil (en dus de reserve in stabiliteit en hoogte) kleiner dan bij primaire keringen. Aan regionale waterkeringen worden bovendien lagere stabiliteitseisen gesteld dan aan primaire keringen, waardoor deze gevoeliger zijn voor extra belasting in de vorm van aardbevingen. Door de aardbevingsbelasting kan een zakking van de kruin (max. 30cm) optreden die tot schade kan leiden. Bij het Eemskanaal is vanwege de marge tussen kruinhoogte en normale waterstand de verwachting dat de kans op inundatie ook bij een piekversnelling van 0,5 g nog beperkt is. Om te bepalen of die kans voldoende klein is zal een probabilistische analyse moeten worden uitgevoerd. Voor de overige regionale keringen moet dit nog lokaal worden bekeken, vooral voor die gebieden waar zand ondiep in de ondergrond voorkomt, de marge tussen normpeil en gemiddeld peil kleiner is dan 30cm of waar de keringen nu al een lage stabiliteitsfactor hebben. Bij versnellingen tussen 0,2 en 0,5g kan er aanzienlijke schade (zakkingen en vervormingen) aan de regionale waterkeringen optreden, doch dit leidt niet automatisch tot inundatie. Regionale keringen lopen vooral kans op schade (afschuiving of kruindaling) in het geval dat er losgepakt zand aanwezig is of in geval ze een lage stabiliteitsfactor in statische (niet aardbevings) omstandigheden hebben.

De extra bijdrage van aardbevingen op het ontstaan van hydraulische kortsluiting als gevolg van aardbevingen kan op dit moment nog niet precies aangegeven worden. Bij een veenkade

met een damwand langs de waterlijn, zandlagen op niet te grote diepte, droogte én een aardbeving bestaat er kans op verlies van horizontaal evenwicht. Nog niet gekwantificeerd is het risico van leidingen die waterkeringen kruisen.

Ten aanzien van kunstwerken is vooral gekeken naar zakkingen in de ondergrond en naar de mogelijke verschilzetting die bij een kunstwerk op kan treden. Dit is afhankelijk van de lokale opbouw van de ondergrond. Aan de kust waar dikkere holocene, relatief losgepakte, zandlagen voorkomen is de mogelijk optredende verschilzetting groter. Ook hier is het al dan niet optreden van verweking doorslaggevend. Afhankelijk van de aanwezigheid van zandlagen worden zakkingen tot 60 centimeter niet uitgesloten. Daarbij kan ook sprake zijn van aanzienlijke zettingsverschillen over de constructie. Of een constructie dit aan kan hangt af van de sterkte en stijfheid van de constructie en van de funderingswijze. Op dit moment zijn nog geen individuele waterkerende constructies beschouwd, maar in generieke zin kan schade aan en niet functioneren van kunstwerken zeker niet worden uitgesloten bij piekversnellingen groter dan 0,2 g.

Deze conclusies zijn samengevat in Figuur 6.1.



Figuur 6.1 Samenvatting sterkte waterkeringen uitgedrukt in maximale piekgrondversnelling die weerstaan kan worden (De oranje lijn is het berekende versnellingsniveau bij een aardbeving met magnitude 5)

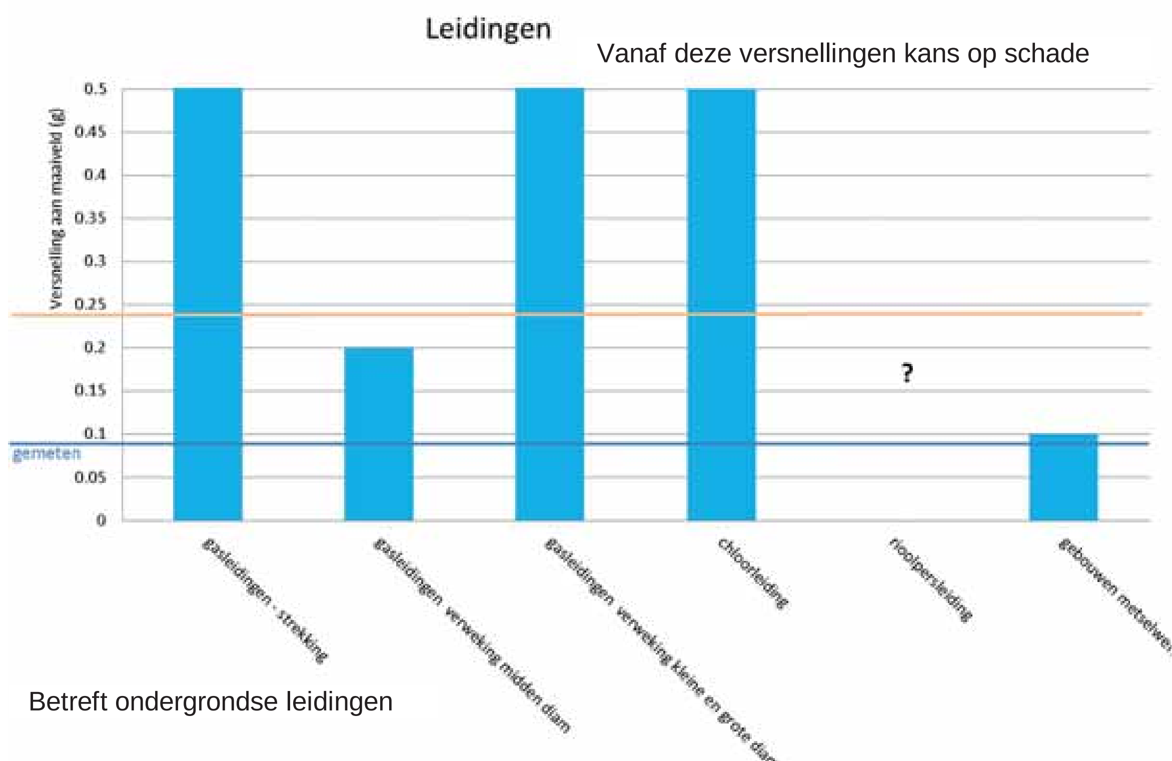
6.2 Buisleidingen

De effecten op rechte stalen leidingen voor gas en chloor transport in veldstrekkingen zijn beschouwd voor het passeren van de aardbevingstrillingen. Hieruit blijkt dat bij 0,5 g er geen schade te verwachten is. De berekende spanningen zijn kleiner dan de toelaatbare spanningen in de leidingen. Bijzondere onderdelen (bochten, aansluitingen, bovengrondse leidingen, stations, oude leidingen en flensverbindingen) zijn nog niet beoordeeld, zodat daar op basis van nader onderzoek eventueel nog maatregelen nodig zouden kunnen blijken.

Gebouwen met bedieningselementen kunnen bij een aardbevingsversnelling van 0,1 g of hoger bezwijken bij metselwerk. Indien hierdoor stations uitvallen kan het transport ontregeld raken. Dit hangt samen met de alternatieve mogelijkheden (bypasses) die op dat moment

voor het beschikbaar zijn. Deze situatie wordt sterk bepaald door de ligging van het epicentrum en de ruimtelijke scheiding tussen de alternatieve transportroutes.
Bij versnellingen vanaf 0,2 g kan verweking optreden, net als bij waterkeringen, waardoor er schade kan optreden aan stations en aansluitingen van leidingen aan constructies en mogelijk aan enkele leidingtypen.

Deze conclusies zijn samengevat in Figuur 6.2.



Figuur 6.2 Samenvatting sterkte buisleidingen uitgedrukt in maximale piekgrondversnelling die weerstaan kan worden (De oranje lijn is het berekende versnellingsniveau bij een aardbeving met magnitude 5)

6.3 Hoogspanning en C2000

De meeste transformatoren zijn ontworpen op 0,5 g. De meeste componenten zijn standaard toegerust in klasse AF3, wat overeen komt met een versnelling van 0,3g. Van een aantal componenten is niet bekend tegen welke versnelling ze bestand zijn. Uit een analyse op basis van vergelijking met maatgevende kortsluitkrachten volgt dat deze componenten bestand zijn tegen een versnelling tussen 0,1 en 0,2g.

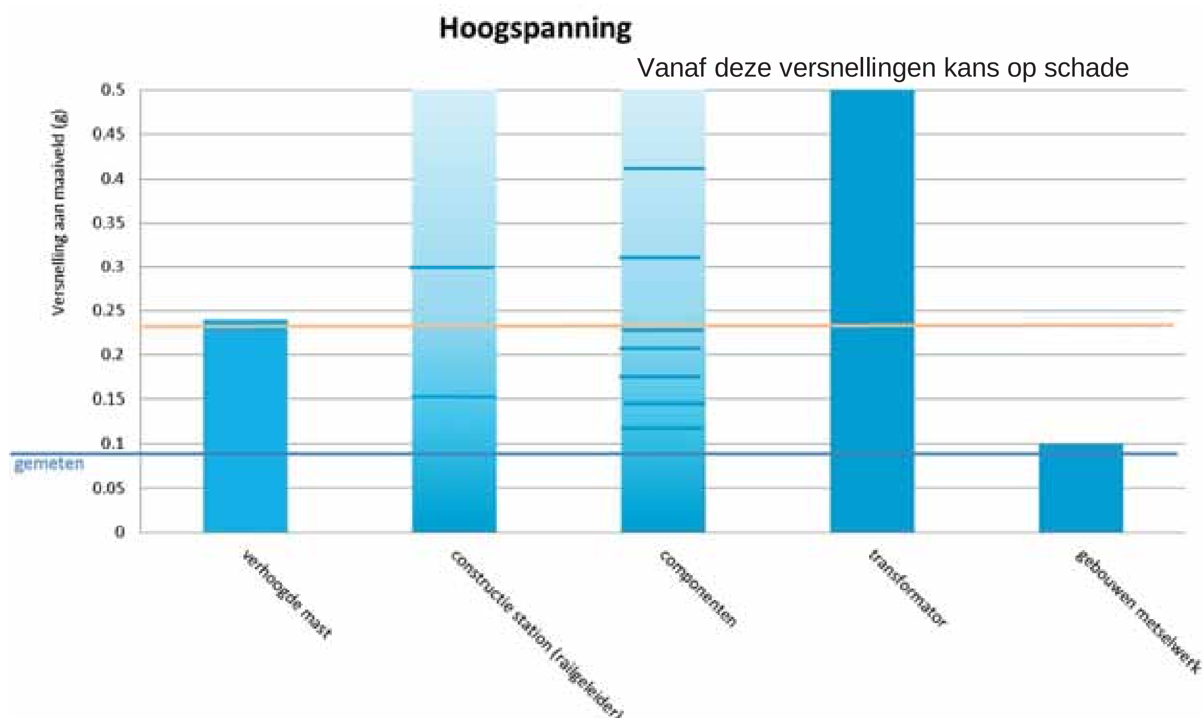
De meeste elektrische componenten zijn geplaatst op kolommen of portalen. Uit een voorbeeldberekeningen van een kolom blijkt dat deze een versnelling van 0,48g kan ondergaan. Het is niet zeker dat deze kolom representatief is voor alle stations, zekerheidshalve zouden daarom in een vervolgfase ook andere constructies moeten worden getoetst.

Secundaire systemen (zoals bedieningsfuncties) kunnen in gevaar komen als de behuizing bezwijkt, dit kan vanaf 0,1g al optreden bij metselwerk.

Voor de verbindingen (masten) geldt dat deze een versnelling van circa 0,24g aankunnen. Dit is gebaseerd op een hoge mast. Verwacht wordt dat lagere masten een hogere versnelling zonder schade kunnen weerstaan.

Voor het C2000 netwerk geldt dat de geselecteerde mast een versnelling van meer dan 0,5g aan kan.

Deze conclusies zijn samengevat in Figuur 6.3.



Figuur 6.3 Samenvatting sterkte hoogspanningsinfrastructuur uitgedrukt in maximale piekgrondversnelling die weerstaan kan worden (De oranje lijn is het berekende versnellingsniveau bij een aardbeving met magnitude 5)

7 Aanbevelingen

De gerapporteerde Quick Scan beperkt zich tot een eerste sterkte-indicatie, met een globaal en indicatief karakter. Er zijn verdere stappen nodig om kritische infrastructuur volledig te kunnen toetsen en ontwerpen op aardbevingsbelasting. Aan de hand hiervan kan het risico worden vastgesteld en kunnen maatregelen worden geprioriteerd. De volgende paragrafen geven daarvoor aanbevelingen.

Los van deze aanbevelingen is het gewenst het onderzoek naar de eventuele kans van optreden van een dergelijke beving gedetailleerd uit te voeren, zodat de kenmerken van de te verwachten bevingen preciezer wordt bepaald. De huidige onzekerheden zouden bij het nemen van maatregelen tot zeer kostbare ingrepen kunnen leiden die wellicht niet nodig zijn.

7.1 Aanbevelingen waterkeringen

Aanbevolen wordt probabilistische analyses uit te voeren die gebiedsdekkend en locatie-specifiek zijn en regels op te stellen waar aan getoetst kan worden passend binnen de huidige veiligheidsfilosofie voor waterkeringen. Hierbij worden ook de gevolgen van inundatie meegewogen. Op deze manier wordt inzichtelijk waar de grootste risico's optreden en waar de prioriteit voor (eventuele) maatregelen moet liggen. (Regionale) keringen die nu niet voldoen aan de norm (zonder aardbeving) zouden de eerste prioriteit moeten hebben. Een tweede prioriteit zijn keringen die door een mogelijke aardbeving in stabiliteitsproblemen komen in gebieden met de hoogste belasting. De combinatie van de kans op hoog water en een aardbeving of tijdens een reparatieperiode dient hierin meegenomen te worden.

Aanbevolen wordt om in een vervolg studie te komen tot een nadere specificatie van de mogelijkheid van het optreden van hydraulische kortsluiting per type bodemopbouw.

Aanbevolen wordt te inventariseren wat de effectiviteit van preventieve maatregelen zoals het vergroten van de sterkte door het aanbrengen van extra hoogte van de dijk of verflauwing van de taluds is, danwel het verlagen van de (water)belasting door het verlagen van kanaal- of boezempeil of compartimenteren van boezem of kanaal.

Verder is (niet destructief) onderzoek naar constructieve staat van kunstwerken (o.a. fundering, aansluitingen), zeker op locaties waar verwekingsgevoelig zand voorkomt, nodig voor een locatiespecifieke beoordeling van de kunstwerken.

Dit onderzoek zal bijdragen aan een betere inschatting van de noodzaak en effectiviteit van eventueel te nemen maatregelen.

7.2 Aanbevelingen buisleidingen en hoogspanningsnetwerk

Een nadere analyse van de kans op verweking en effecten op leidingen, stations en aansluitingen wordt aanbevolen. De aansluitingen en bochten van leidingen dienen nog te worden beoordeeld evenals hoogspanningsmasten, enkele elektrische componenten en constructies bij hoogspanningsstations. Aanbevolen wordt in beeld te brengen waar het netwerk niet in optimale staat verkeerd en waar dus mogelijk een grotere kans is op schade bestaat dan in dit rapport is bepaald. Na beschouwen van alle mechanismen zijn de beheerders in staat om de zwakke elementen uit het systeem te prioriteren, zodat in detail maatregelen kunnen worden getroffen.

Verder wordt aanbevolen om te beoordelen of er bestaande bypass mogelijkheden voldoende zijn voor leveringszekerheid (leidingen en stations) bij verschillende potentiele aardbevingslocaties (epicentra).

Voor de secundaire systemen (gebouwen etc.) zijn wellicht versterkingen nodig, deze dienen in een gedetailleerde analyse te worden bepaald.

7.3 Nader onderzoek naar verwekingsgedrag

In deze Quick Scan is nog niet aantoonbaar dat de relatief korte puls van een geïnduceerde aardbeving een kleinere kans op verweking levert dan een tektonische aardbeving. Door middel van proefnemingen en numerieke simulaties kan worden onderzocht of de verwachting kan worden onderbouwd dat dit het geval is. Proefnemingen zijn noodzakelijk omdat er anders geen mogelijkheden zijn tot validatie van gehanteerde rekenmethoden bij een korte hevige puls.

Een alternatief kan zijn om op meerdere plaatsen in Groningen waterspanningsmeters en versnellingsmeters te plaatsen en het gedrag bij (lagere aardbevingen) te ijken en dan te extrapoleren voor hogere versnellingen.

Nader onderzoek naar het verwekings- en zettingsgedrag van zand (zo veel mogelijk in ongeroerde conditie) en ijking met het beschikbare grondonderzoek kan de literatuurcorrelaties specifiek maken voor de Groningse omstandigheden.

Daarom wordt aanbevolen om gecombineerd experimenteel en numeriek onderzoek te verrichten naar de toepasbaarheid van deze beslisregels, kentallen en functies voor aardbevingen door gaswinning, indien nodig gevolgd door aanpassing. Het gaat in ieder geval om het verband tussen enerzijds de piekversnelling in de harde ondergrond en anderzijds de daaraan gerelateerde grootte van de schuifspanningswisseling op een bepaalde hoogte in de grond daarboven. Tevens kan de in internationaal gangbare methoden gebruikte schalingsfactor specifiek voor Groningen worden bepaald.

7.4 In kaart brengen van kritische infrastructuur en grondtypen (locatiespecifiek)

Voor de regio’s waar de ontwerpwaarde van de piekversnelling van de harde ondergrond boven een significantie-grens komt (bijvoorbeeld 0.075g van de zwaartekrachtversnelling) wordt aanbevolen om GIS kaartlagen op te stellen waarin de ligging en eigenschappen van de kritische infrastructuur zijn opgenomen, evenals de globale eigenschappen van de daar aanwezige ondergrond. Voor de ondergrond kan gebruik worden gemaakt van het ondergrondmodel in de DINO database van TNO, aangevuld met de typische aardbevingsgevoeligheidskenmerken zoals stijfheid van de toplaag en dichtheid van het zand. Deze locatiespecifieke data kan worden geijkt met gemeten versnellingen en mogelijk schadekaarten uit het gebied.

Het wordt aanbevolen om de toelaatbare piekversnelling voor de verschillende onderdelen van de infrastructuur in een GIS kaartlaag op te nemen. Combinatie van deze “sterktekaart” met de ontwerpwaarde voor de piekversnelling geeft dan direct een beeld van de potentiele probleemlocaties voor wat betreft verweking bij kritische objecten of functieverlies door aardbevingsbelasting. Middels deze benadering kan ook de ketenafhankelijkheid van de verschillende systemen (overstroming – gasnetwerk – eletriciteitsvoorziening) inzichtelijk worden gemaakt.

7.5 Uitwerken toetsingsmethodiek voor National Annex Eurocode 8

7.5.1 Aardbevingsbelasting

Voor het toetsen en ontwerpen op aardbevingsbelasting moet het uiteraard eerst duidelijk zijn welke ontwerpbelastingen gelden binnen verschillende Nederlandse regionale zones.

In overeenstemming met het Eurocode-8 principe verdient het aanbeveling om deze regio-afhankelijke ontwerpbelasting op te nemen in een *National Annex*. Deze Annex moet in ieder geval een nationale kaart bevatten van de door gaswinning veroorzaakte piekversnellingen en pieksnelheden op de harde ondergrond (base-rock), samen met de bijbehorende belastingspectra. Het ligt voor de hand om in deze kaart ook de door tektoniek veroorzaakte belastingen op te nemen. Daarnaast wordt aanbevolen om na te gaan of er voor door gaswinning veroorzaakte bevingen aanpassingen nodig zijn in de belastingspectra die de Eurocode-8 geeft voor een aantal standaard grondsoorten. Dit omdat de belasting door gaswinning doorgaans hoogfrequenter en van kortere duur is dan een tektonische belasting. Ook wordt aanbevolen om voor de Noord-Nederlandse grond, indien nodig, speciale opslingerfactoren te bepalen om de versnelling in de harde ondergrond betrouwbaar te vertalen naar de versnelling aan het oppervlak.

Volgens de Eurocode-8 moet de ontwerpbelasting worden gebaseerd op een terugkeertijd van 475 jaar. Bij de bepaling van de jaarkans moet niet alleen de terugkeertijd van de magnitude mee worden genomen, maar ook de modelonzekerheid in het verband tussen magnitude en versnelling. In eerder onderzoek is rekening gehouden met de kortere exploitatieperiode, waardoor een kortere terugkeertijd werd geaccepteerd. Of dat juist is moet nader worden onderzocht.

7.5.2 Beoordelingsmethodiek voor verwekingsgevoeligheid van grond

Uit de Quick Scan en het literatuuronderzoek blijkt duidelijk dat de waterspanningsgeneratie en de verweking in losgepakte of weinig geconsolideerde grondlagen de voornaamste risicobron vormen voor functieverlies van kritische infrastructuur door aardbevingsbelasting.

Het verdient aanbeveling om een gelaagde methodiek te ontwikkelen voor het beoordelen van de gevoeligheid voor waterspanningsgeneratie en verweking, op de relevante locaties. Eenvoudige en conservatieve beslisregels zijn gewenst voor een globale eerste beoordeling. Daarna is een meer gedetailleerde en precieze beoordeling nodig voor de locaties die niet eenvoudig kunnen worden goedgekeurd. De te ontwikkelen methodiek zal logischerwijs moeten aansluiten op het globale raamwerk dat de Eurocode-8 al geeft. De Eurocode staat het gebruik toe van nadere beoordelingsmethoden, op basis van de laatste stand van de techniek.

7.5.3 Beoordelingsmethodiek voor kwetsbaarheid van kritische infrastructuur

Evenals bij verwekingsgevoeligheid van de ondergrond wordt aanbevolen om ook voor kritieke infrastructuur per objecttype een gelaagde methodiek te ontwikkelen voor het beoordelen van de kwetsbaarheid, in aansluiting op het globale raamwerk dat de Eurocode-8 daarvoor geeft.

Internationaal is het gangbaar om de kwetsbaarheid van constructies als pijpleidingen, windturbines en hoogspanningsmasten eerst te beoordelen met hulp van kwetsbaarheidscurves. Kwetsbaarheidscurves relateren een bezwijkkans of veiligheidsfactor voor een bepaalde categorie infrastructuur (met bepaalde eigenschappen) aan relevante belastingparameters als piekverplaatsing, pieksnelheid en piekversnelling. Voor bijzondere

gevallen kunnen aanvullend nog gedetailleerde dynamische numerieke analyses worden uitgevoerd van de combinatie van grond en constructie.

De Nederlandse toetsregels voor primaire en regionale keringen voorzien nog niet in een toetsing op aardbevingsbelasting. Er wordt aanbevolen om voor beide typen waterkering een aanvullende beoordelingsmethodiek op te zetten. Deze methodiek moet uiteraard in lijn worden gebracht met de toetsregels, ondermeer qua toelaatbare faalkans. In de methodiek moet rekening wordt gehouden met zowel schade door afschuiven als met zetting door verweking tot onder het heersende waterpeil (regionaal) of het toetspeil (primair). Bij de zetting moet zowel de invloed van het wegzakken tijdens de verweekte periode worden beschouwd, als ook het verdichten na afloop van de verweking. Voor een gedetailleerde toetsing ligt tot en met verweking het gebruik voor de hand van numerieke analyses van sterkte en vervorming, in combinatie met een inschatting van de zettingen door verdichting na afloop van verweking.

Referenties

Akkar. S., Sandikkaya, M.A, en Bommer, J.J. (2013) Empirical Ground-Motion Models for Point- and Extended-Source Crustal Earthquake Scenarios in Europe and the Middle East. Accepted for publication in Bulletin of Earthquake Engineering.

Baldi, G., Bellotti, V. N., Ghionna, N., Jamiolkowski, M. & Pasqualini, E. (1986) Interpretation of CPT's and CPTU's - 2nd Part: Drained Penetration of Sands. 4th. International Geotechnical Seminar Field Instrumentation and In(Situ Measurements, Nanyang Technological Institute, Singapore, 25-27 November 1986, 143-156.

Banerji, P. (1992) Earthquake hazards for cross country pipelines. Bull mater. Sci. vol 15 nr 1, India

Berendsen, H.J.A. (2004) De vorming van het land. Inleiding in de geologie en de geomorfologie van Nederland. Assen: Van Gorcum, 410 p. ISBN 90 232 4075 8.

Charlie, W. A., Veyerq, G. E., Abt, S. R. (1985) Predicting blast induced porewater pressure increases in soil: A review. Civil Engineering for practising and design engineers, Vol. 4, pp 311-328. Pergamon Press NY, 1985

Dash en Jain. (2007) An overview of seismic considerations of buried Pipelines. Journal of Structural engineering vol 34 No 5

Davis and Bardet (2000) Response of buried corrugated metal pipes to earthquakes, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering vol 28

DINO (2013) http://www2.dinoloket.nl/nl/download/maps/goAtlas/form/hl.html

Dost, B., T. Van Eck en H. Haak. (2004) Scaling of peak ground acceleration and peak ground velocity recorded in the Netherlands. Boll. Geofisica Teorica Applicate, 45, 3, pp 153-168

Dost, B. en Kraaijenpoel (2013). The August 16, 2012 earthquake near Huizinge (Groningen), KNMI,

Dost, B. (2013) Persoonlijke communicatie met G. de Lange, Deltares.

Eurocode 8 (2005) Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic action, design rules for buildings, foundations and retaining structures. Tomas Telford books, first published in 2005

Finn, W. D. L. (2000) State-of-the-art geotechnical earthquake engineering practice. Soil dynamics and earthquake engineering 20 (2000) 1 - 15

Idriss, I.M. en Boulanger, R.W. (2008) Soil liquefaction during earthquakes. EERI Publication No. MNO-12.

Ishihara,K., Yoshimine, M. (1992) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. Soils and Foundations, Vol. 32, No.1, March 1992, pp 173-188.

Kok, L. (1987) Simulation and prediction of the effects of contained explosions in water-saturated sands by numerical models. Proceedings MABS 10th international symposium on military applications of blast simulation pp 442-456, 1987

Kruse, G.A.M. (1998) Evaluatie van liquefactie door kleine ondiepe aardbevingen in Noord-Nederland. Grondmechanica Delft, CO-383750/13, november 1998

Kruse, H.M.G. en Holscher,P. (2010) Schade aan buisleiding door aardbeving, Deltares rapport 1001649-000

Kruse, H.M.G. en Meijers, P., D. Costa Ferrer, C., de Lange, G., Vermaas, T., Havinga, H.R., Landwehr, J.C. en Heinsbroek, A.G.T.J. (2013) Effecten geïnduceerde aardbevingen op het Gasunie netwerk in Groningen, Deltares rapport 1208092-000, concept d.d. juli 2013

Loeches (1995) Seismic effects on buried pipelines, Pipeline technology Vol 1

Marcuson, W. F. III, Hynes, M. E., and Franklin, A. G. (1990) "Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments" Earthquake Spectra, Vol. 6(3), pp. 529-572, 1990. (Uit: J.P. Koester, M.K. Sharp, M.E. Hynes Technical Bases for Regulatory Guide for Soil Liquefaction U.S. Army Corps of Engineers Rapport NUREG/CR-5741, March 2000)

Mašín, D. (2010) PLAXIS implementation of hypoplasticity. Plaxis bv, Delft

NAM (2003) Winningsplan Groningen, openbare documenten NL Olie- en Gasportaal. nlog.nl

NAM (2007), Winningsplan Groningen, openbare documenten NL Olie- en Gasportaal. nlog.nl

NEN (2006) NEN 6740: nl Geotechniek - TGB 1990 - Basiseisen en belastingen NEN Delft

NEN (2012) 3650 D 3.1 Eisen voor buisleidingsystemen NEN Delft

Newmark, N.M. (1965) Effects of earthquakes on dams and embankment. Fifht Rankine lecture. Géotechnique, Vol. 15No. 2, 1965 pp 139-159

O'Rourke (1998) An overview of geotechnical and lifeline earthquake engineering, Geotechnical engineering and soil dynamics III

O'Rourke and Liu (1999) Response of buried pipelines subjected to earthquake effects , monograph series nr 3, Multidisc. Cent. earthquake research, Univ. Buffalo

O'Rourke, Stewart and Jeon (2001) Geotechnical aspects of lifeline engineering. Proc of the institution of civil eng, geotechnical engineering 149

RWS (2007) Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, september 2007

Smit Transformers BV (2013) Analyse Seismic studie, Effecten van aardbevingen ten gevolge van bodemdaling, aan transformatoren en componenten. Datum 05-06-2013

STOWA. (2007) Leidraad toetsen op veiligheid regionale waterkeringen. Stowa rapportnummer ORK 2007-02, 2007

van Tuijn, J. (2013) Effecten van aardbevingen op hoogspanningsinfrastructuur in Nederland,

TenneT rapport PU-AM'13-1962013, versie 1.0. Datum 5 maart 2013

Verheij, H.J., Diermanse, F., van Eck, T., de Lange, G., Lindenberg, J., Simmelink, H.J. en

Weerts, H. J. T. (2002) Invloed van aardbevingen op overstromingsrisco's. WL|Delft Hydraulics i.s.m GeoDelft, NITG-TNO en KNMI. Q3177, december 2002

Wang and O'Rourke (1978) Overview of buried pipelines under seismic loading, Journal of Technic. Council of ASCE Vol 104. TC1

Wassing, Maljes, Westerhof, Bosch, Weerts. (2003) Seismic hazard van geïnduceerde aardbevingen, rapportage fase 1, TNO rapport NITG 03-185-C

Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., Christian, J., Dobry, R., Finn, W., Harder, L., Jr., Hynes, M., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson, W., III, Martin, G., Mitchell, J., Moriwaki, Y., Power, M., Robertson, P., Seed, R., and Stokoe, K., II (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng. , 127 (10), 817–833

Symbolenlijst

ag	versnelling ten gevolge van de golfbeweging
Axiaal	spanning in het leidingmateriaal in axiale richting ten gevolge van werkdruk in de leiding in N/mm2
c'	effectieve cohesie in kPa
c_u	ongedraineerde schuifsterkte van de grond in kPa
g	versnelling zwaartekracht (9,8 m/s^2)
M_w	moment magnitude
Ms	surface wave magnitude
ML	Richter/Locale magnitude
MSF	magnitude scaling factor
PGA	Peak Ground Acceleration (piekgrondversnelling) in m/s^2 of g
PGV	Peak Ground Velocity (piekgrondsnelheid) in m/s
qc	sondeerweerstand in kPa.
Re	relatieve dichtheid van zand
Re	gegarandeerde minimumwaarde van de rekgrens bij 20 °C (yield stress) in kN/m^2
Re(θ)	gegarandeerde minimumwaarde van de rekgrens bij θ °C in N/mm2
Se	respons van de constructie
Tan.	spanning in het leidingmateriaal in tangentiele richting ten gevolge van werkdruk in de leiding in N/mm2
Vs30	schuifgolfsnelheid over de eerste 30 meter beneden maaiveld (m/s)
Uitv zak	uitvoeringszakking opgetreden bij aanvulling grond boven de leiding in mm
Uitv zak R	straal van de leiding bij uitvoeringszakking in m
uFmax	verplaatsing die nodig is om maximale wrijvingskracht te ontwikkelen in mm
φ	hoek van inwendige wrijving van de grond in graden
σ'	effectieve verticale grondspanning in kPa.
σy	spanning in het leidingmateriaal in axiale richting in N/mm2
σx	spanning in het leidingmateriaal in tangentiele richting in N/mm2
σv	Von Mises spanning in het leidingmateriaal in N/mm2
γ_m	partiële materiaal factor
γ	volumiek gewicht grond in kN/m^3

Afkortingen

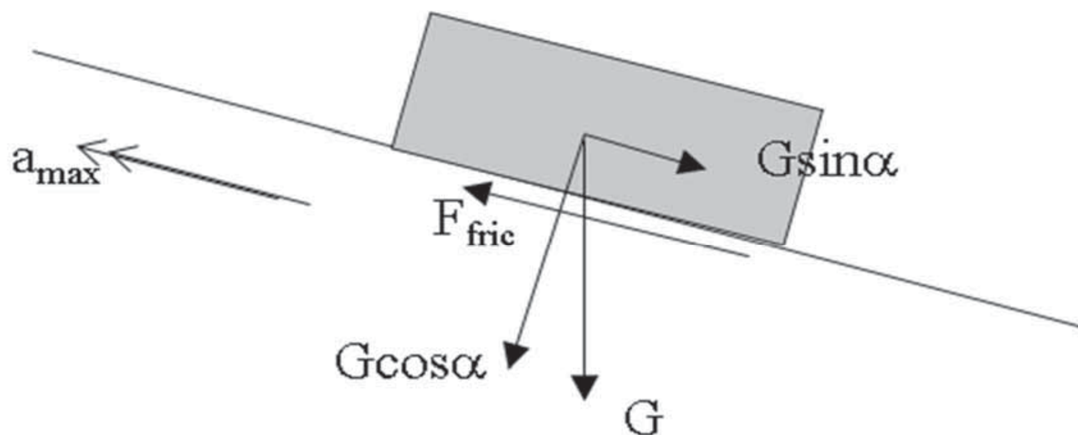
DINO	Data en Informatie van de Nederlandse Ondergrond
EC8	Eurocode 8
FS	Factor of Safety
FoS	Factor of Safety
GeoTOP	3D Geologisch model van de ondergrond tot een diepte van 30 - 50 m onder maaiveld in
GIS	Geografisch Informatie Systeem
GOS	Gas ontvangst station
H&A	Waterschap Hunze en Aa's
MID	Middelstum
MSF	magnitude scaling factor
NAP	Normaal Amsterdams Peil, referentiehoogte voor Nederland in m
NWO	Niet-waterkerend object
NZV	Waterschap Noorderzijlvest
VTV	Voorschrift Toetsen op Veiligheid
WSE	Westeremden

A Berekeningsmethodiek waterkeringen en verweking

A.1 Stabiliteitsberekeningen volgens Newmark (inschatting vervormingen)

De grootte van de vervorming wordt geschat met behulp van een zogenaamde Newmark analyse, ook wel bekend onder de naam ‘sliding block’ analyse (Newmark, 1965).

Het mechanische model bestaat uit een blok op een helling. De ondergrond beweegt met een bepaalde versnelling. Het blok moet deze versnelling volgen en daarvoor is het nodig dat op het grensvlak ondergrond-blok de benodigde kracht wordt overgedragen. Als de kracht om het blok dezelfde versnelling te geven als de ondergrond groter wordt dan de bezwijkwaarde van het grensvlak zal het blok ten opzichte van het grensvlak verschuiven.



Figuur A.0.1 Mechanisch model

Evenwijdig aan het talud werken de volgende krachten:

Uit een beschouwing van het krachtenevenwicht evenwijdig aan het volgt:

Eigen gewicht: $F_{stat} = G\sin\alpha$

Massa traagheid $F_{dyn} = a_{\max} G / g$

Wrijvingskracht F_{fric}

met:

- Fstat : statische kracht
- Fdyn : dynamische kracht
- amax : maximum grond versnelling
- g: versnelling van de zwaartekracht
- G: eigen gewicht
- φ: hoek van inwendige wrijving
- α : taludhelling

De maxiale waarde (bezwijkwaarde) van de wrijving is:

$$F_{yield} = F_{fric,\max} = G\cos\alpha * \tan\varphi$$

Uit een beschouwing van het krachtenevenwicht evenwijdig aan het talud volgt:

$$F_{fric} = F_{stat} + F_{dyn}$$

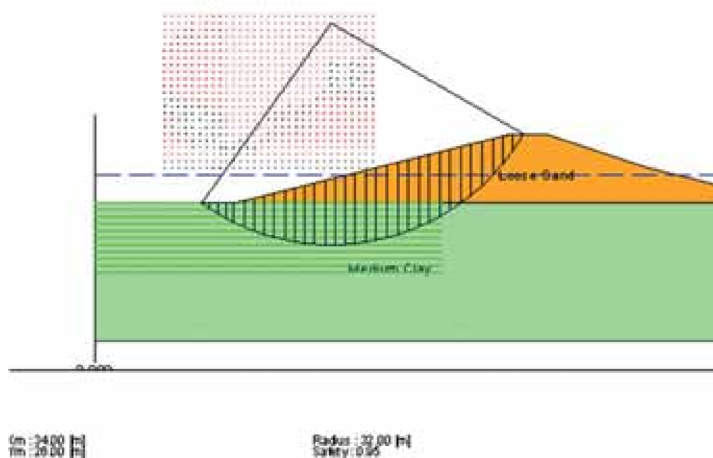
Er is sprake van bezwijken als:

$$F_{stat} + F_{dyn} > F_{yield}$$
$$G \sin\alpha + a_{\max} G / g > G \cos\alpha * \tan\phi$$

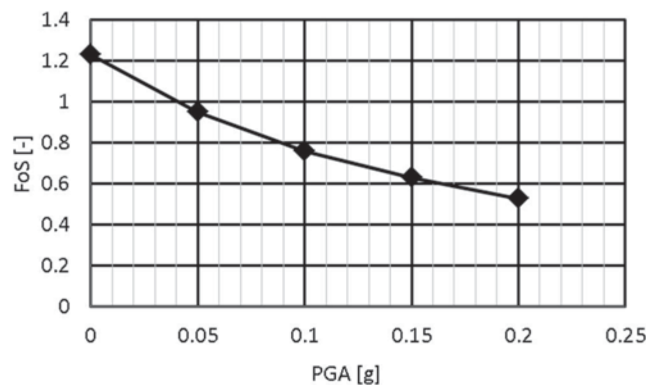
Hieruit is de zogenaamde ‘grensversnelling’ (de versnelling waarbij het blok net instabiel is) te bepalen:

$$a_{\max} / g > \cos\alpha * \tan\phi - \sin\alpha = \cos\alpha * (\tan\phi - \tan\alpha)$$

In werkelijkheid is er geen sprake van een blok op een talud maar van een min of meer cirkelvormig glijvlak. De grensversnelling kan dan worden bepaald met stabiliteitsberekening. In deze berekening wordt een versnelling als een extra quasi-statische belasting meegenomen. Door deze berekening voor verschillende waarden van de versnelling uit te voeren kan de waarde waarbij net geen bezwijken optreedt (de waarde waarbij de veiligheid tegen afschuiven net 1 is) worden bepaald.

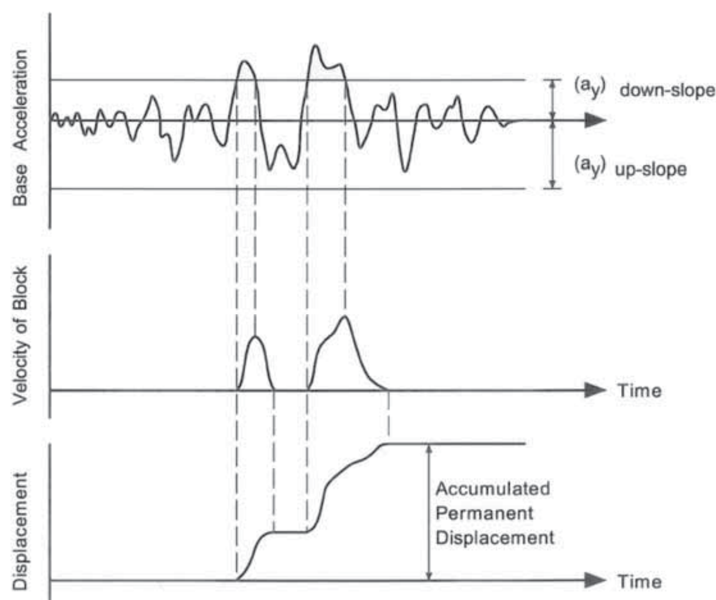


Figuur A.0.2 Voorbeeld quasi-statische stabiliteitsberekeing



Figuur A.0.3 Voorbeeld bepalen grenswaarde versnelling voor verplaatsing, in dit voorbeeld is de grensversnelling 0,04g

Door vervolgens het gedeelte van het versnellingsignaal boven de grensversnelling twee maal te integreren wordt de optredende verplaatsing gevonden.



Figuur A.0.4 Illustratie procedure berekenen blijvende verplaatsing

Implementatie

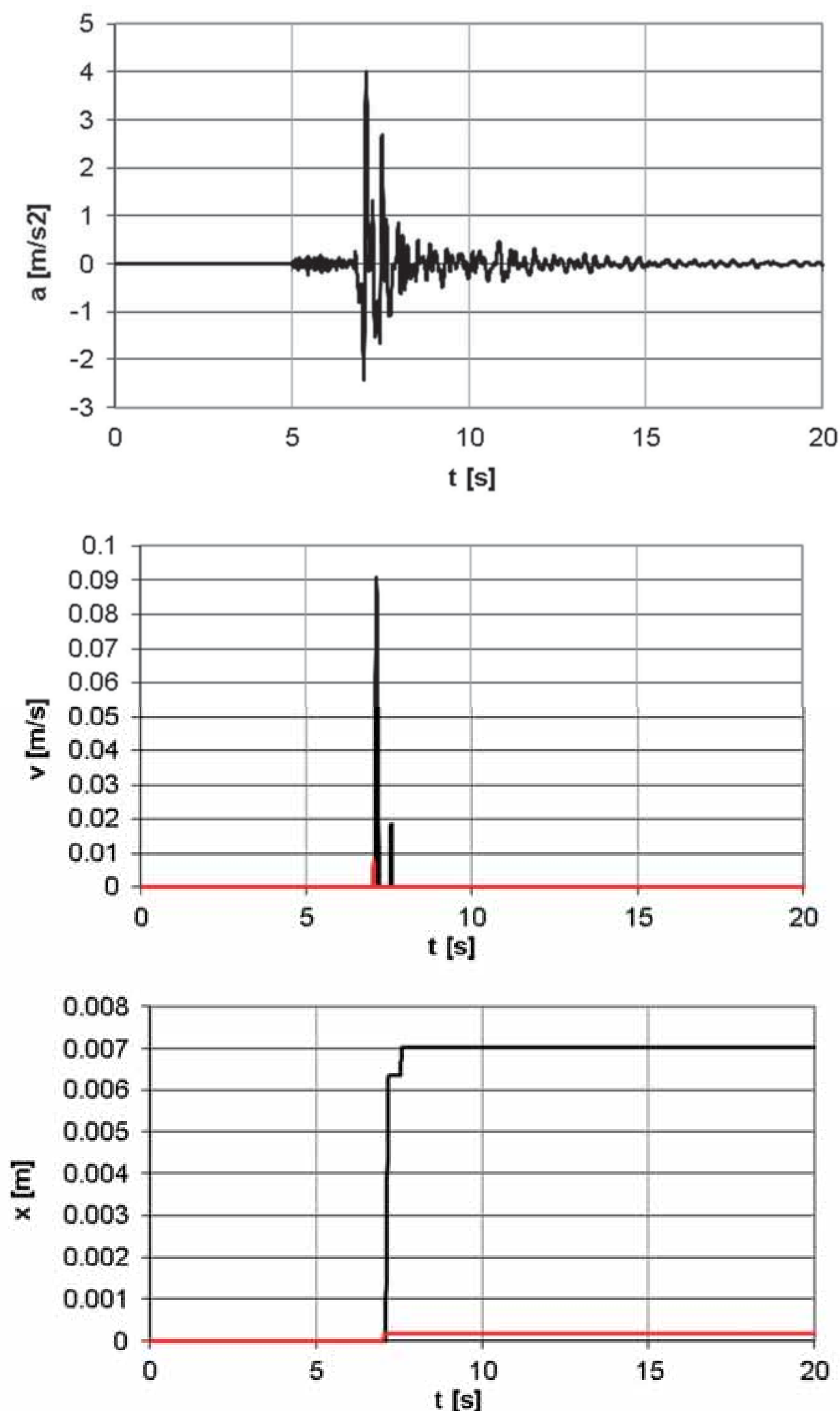
De berekening is opgezet in een spreadsheet. De verplaatsing wordt berekend door integratie van het versnellingssignaal. Gebruikt wordt een directe tijdsintegratie.

Zolang de versnelling lager is dat de grensversnelling en het blok stil ligt treedt er geen (verdere) verplaatsing op. Als de versnelling groter wordt dan de grensversnelling zal het blok gaan verplaatsen, en tevens een (toenemende) snelheid krijgen. Als daarna de versnelling lager wordt dan de grensversnelling gaat de snelheid van het blok afnemen totdat deze weer stil ligt.

Omdat de grootste (absolute) piekversnelling zowel positief als negatief kan zijn wordt de berekening twee keer uitgevoerd. Bij de tweede berekening wordt het teken van de versnelling verwisseld (anders gezegd: het versnellingssignaal met -1 vermenigvuldigd).

Voor de berekening wordt de versnelling verschaald tot de gewenste piekversnelling. De frequenties en de duur van de aardbeving worden niet verschaald.

De volgende figuren illustreren de berekening. In de figuren met de snelheid en de versnelling is de zwarte lijn voor het beschouwde aardbevingssignaal en de rode lijn voor de situatie waarbij het teken van de versnelling is verwisseld.

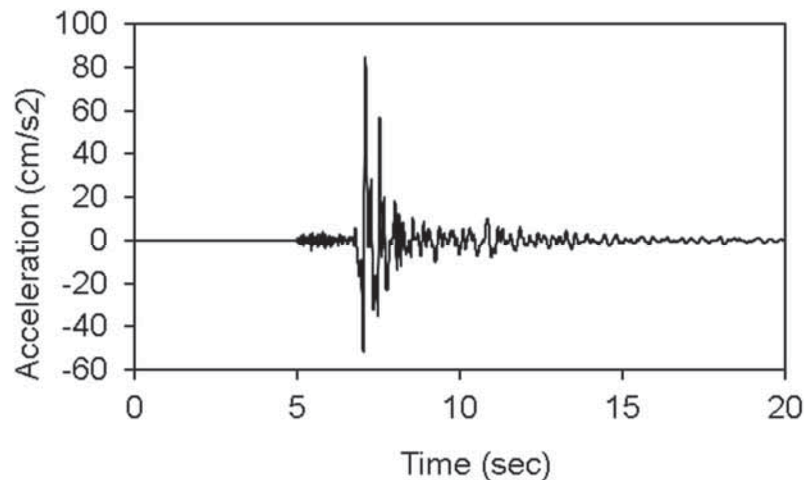


Figuur A.0.5 *Voorbeeld berekening verplaatsing, versnellingssignaal Huizinge aardbeving, opgeschaald tot GA = 4 m/s2; grensversnelling 2 m/s2*

Berekening voor geïnduceerde aardbevingen
Voor twee verschillende aardbevingsignalen is de blijvende verplaatsing bepaald. De twee beschouwde signalen zijn de signalen van de Huizinge aardbeving 2012, gemeten in respectievelijk Middelstum (MID1) en Westeremden (WSE). Voor verschillende waarden van de piekversnelling is de grootte van de verplaatsing als functie van de grensversnelling bepaald. De resultaten zijn gepresenteerd in figuren, waarbij per situatie twee figuren worden gegeven met op de horizontale as de grensversnelling (a_{yield}) of de relatieve grensversnelling (grensversnelling gedeeld door de piekversnelling a_{yield}/PGA).

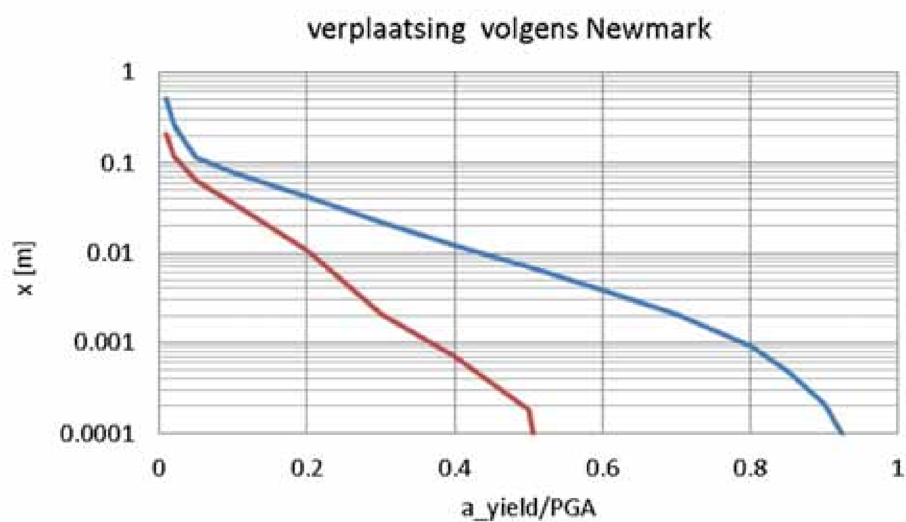
Signaal MID1rad

<u>Gebruikt aardbevingssignaal</u>
Voor de eerste bepaling van de te verwachten vervormingen wordt gebruik gemaakt van een gemeten signaal bij de Huizinge aardbeving.

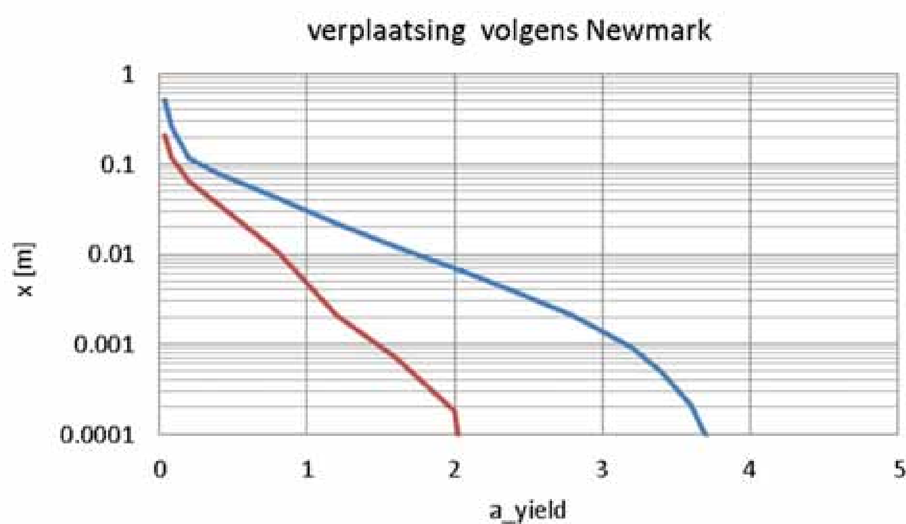


Figuur A.0.6 Gemeten versnelling Huizinge aardbeving, station Middelstum (MID1)

<u>Verplaatsing, PGA = 4 m/s^2</u>
De volgende figuren geven de berekende verplaatsing bij PGA = 4 m/s^2 (0,4 g). De twee lijnen zijn voor de twee richtingen (rood en blauw respectievelijk positief of negatief) van het versnellingssignaal.



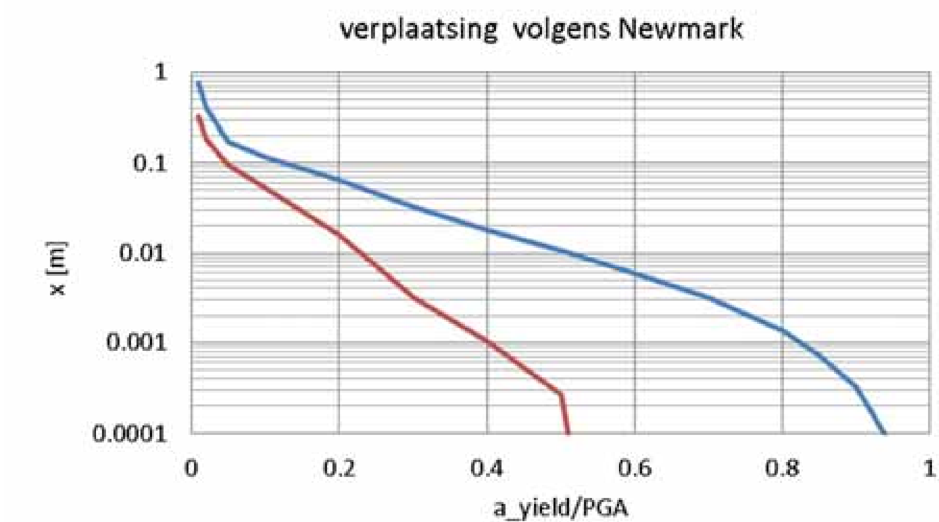
Figuur A.0.7 Blijvende verplaatsing, signaal MID1, PGA = 4 m/s²



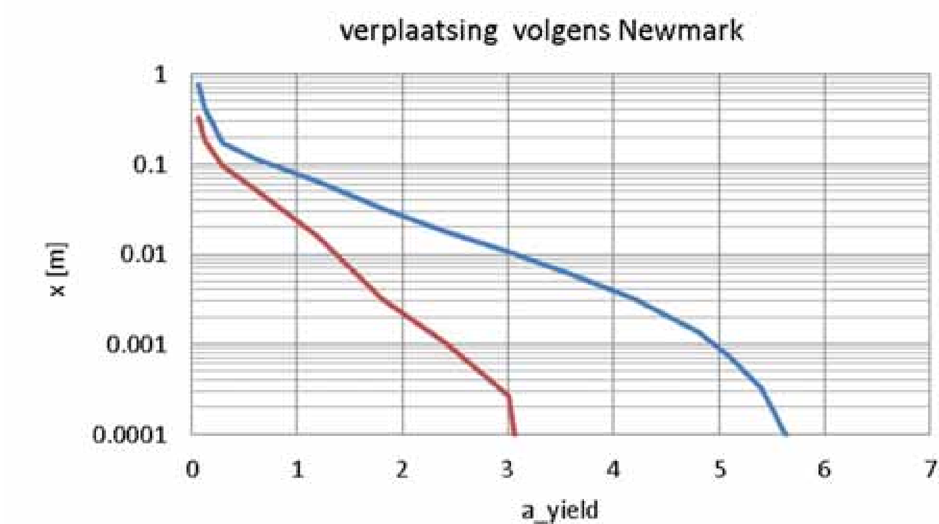
Figuur A.0.8 Blijvende verplaatsing, signaal MID1, PGA = 4 m/s²

Verplaatsing, PGA = 6 m/s2

De volgende figuren geven de berekende verplaatsing bij PGA = 6 m/s^2 (0,6 g).



Figuur A.0.9 *Blijvende verplaatsing, signaal MID1, PGA = 6 m/s²*

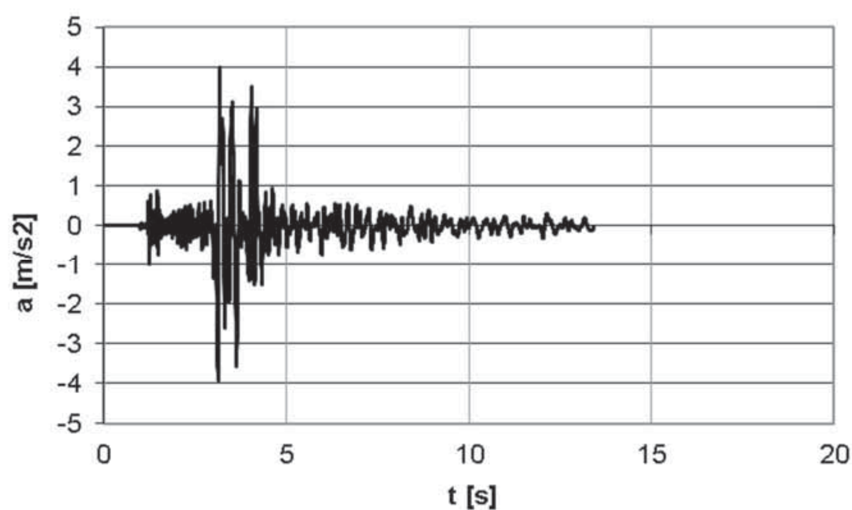


Figuur A.0.10 *Blijvende verplaatsing, signaal MID1, PGA = 6 m/s²*

Signaal WSErad

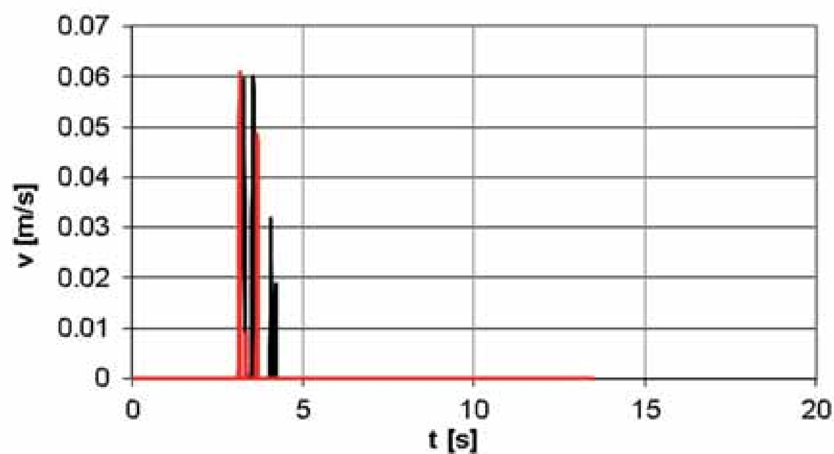
Gebruikt signaal

T.b.v. diverse berekeningen is een aangepast signaal gedefinieerd. Dit betreft het bij station WSE gemeten signaal met 4 pieken. Er wordt geen verschaling van de tijd toegepast.

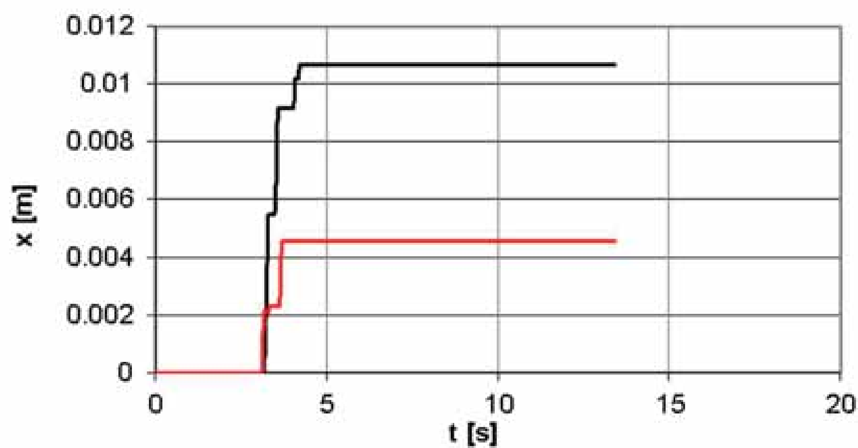


Figuur A.0.11 Verschaald WSErad signaal, PGA = 4 m/s2, schalingsfactor tijd is 1,0

De berekenende snelheid en verplaatsing voor PGA = 4 m/s^2 en a_yield/PGA = 0,5 is in de volgende figuren weergegeven.



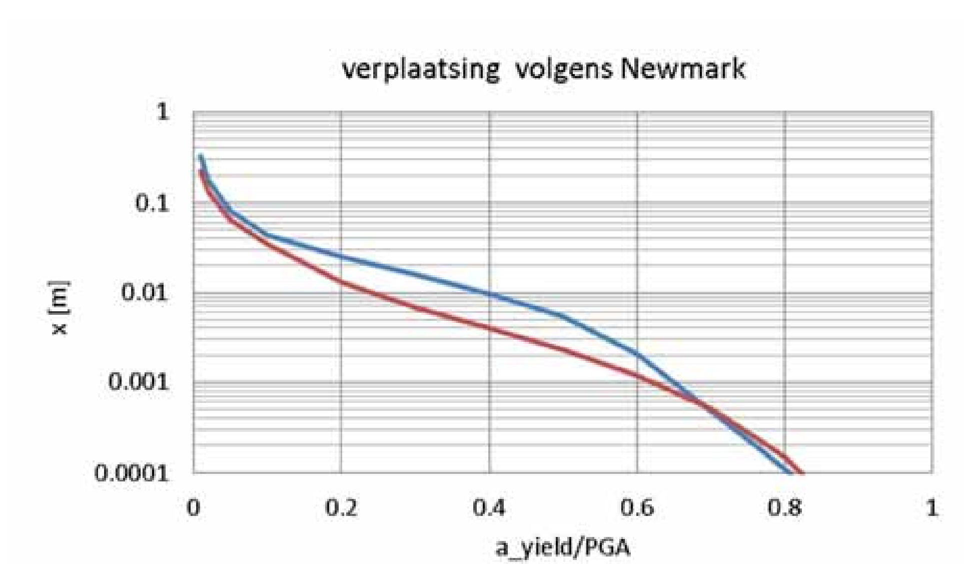
Figuur A.0.12 Berekende snelheid, PGA = 4 m/s2, a_yield/PGA = 0,5



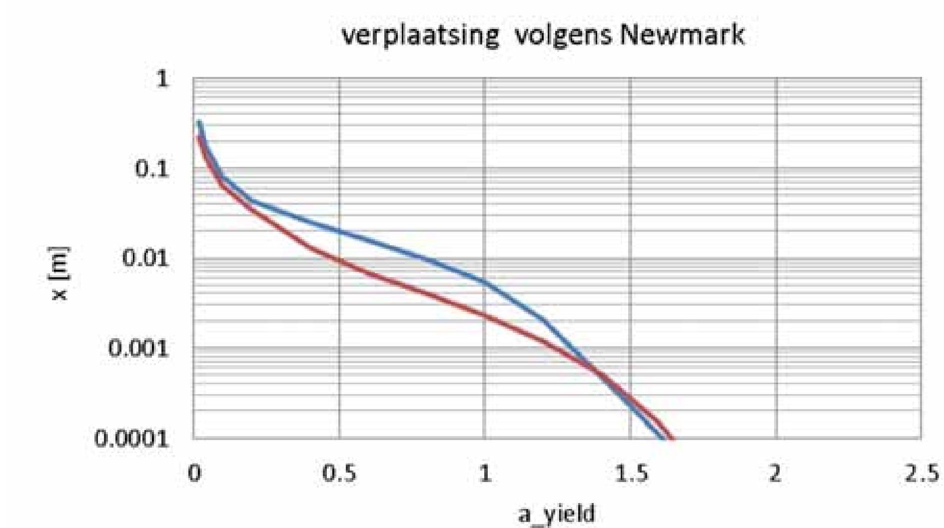
Figuur A.0.13 Berekende verplaatsing, PGA = 4 m/s^2, a_yield/PGA = 0,5

De meeste verplaatsing treedt op tijdens de eerste twee pieken.

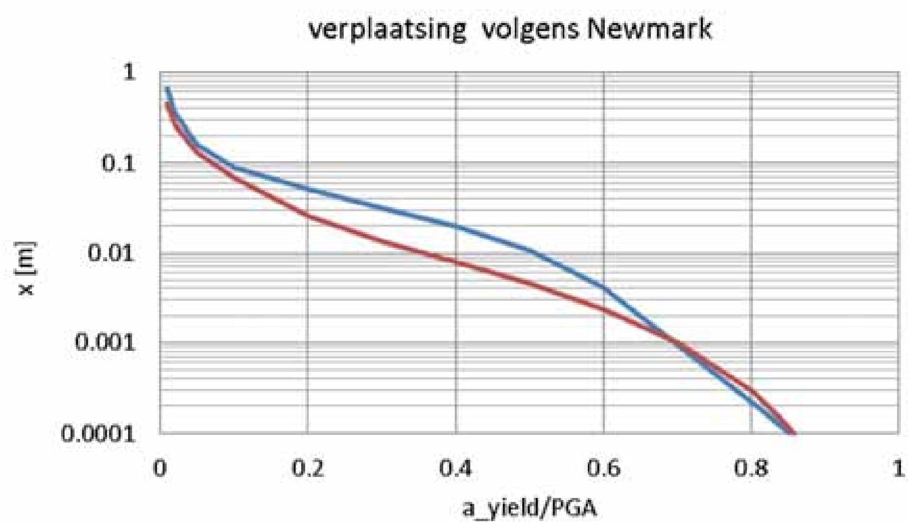
Verplaatsing bij PGA = 2 m/s²



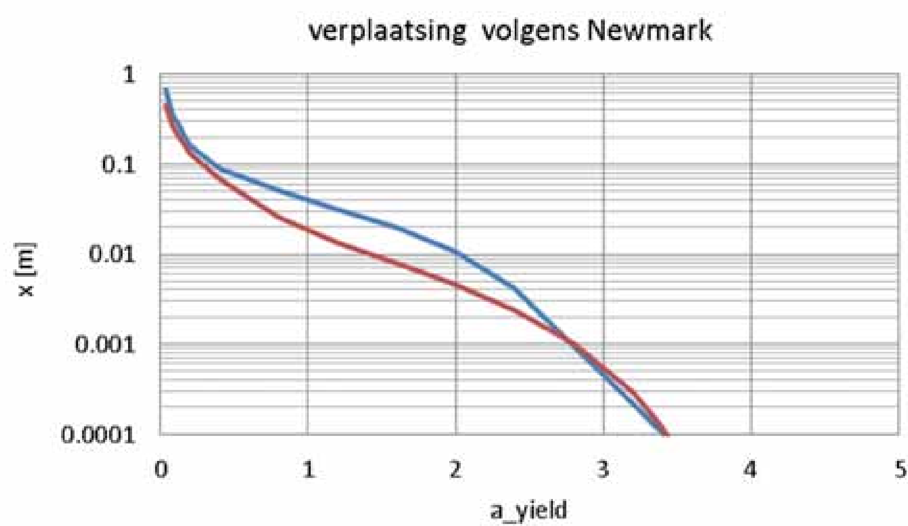
Figuur A.0.14 Blijvende verplaatsing, signaal WSE, PGA = 2 m/s²



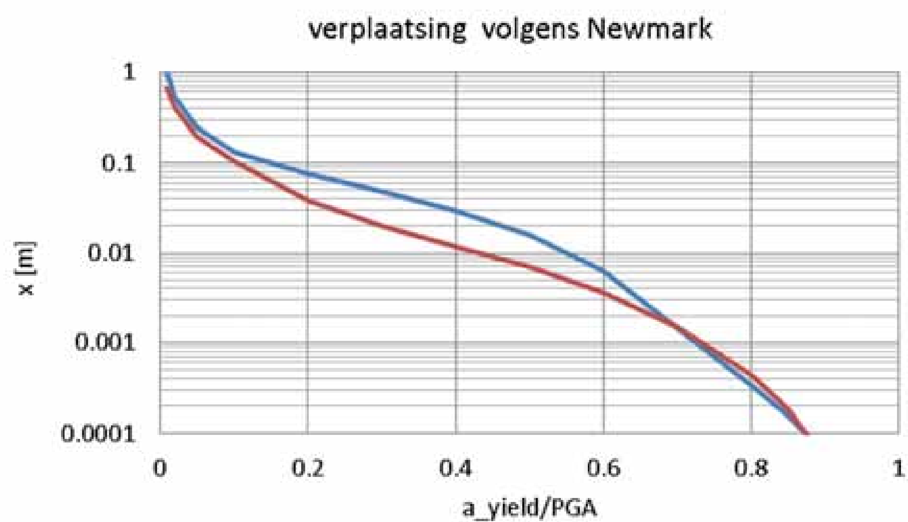
Figuur A.0.15 Blijvende verplaatsing, signaal WSE, PGA = 2 m/s²



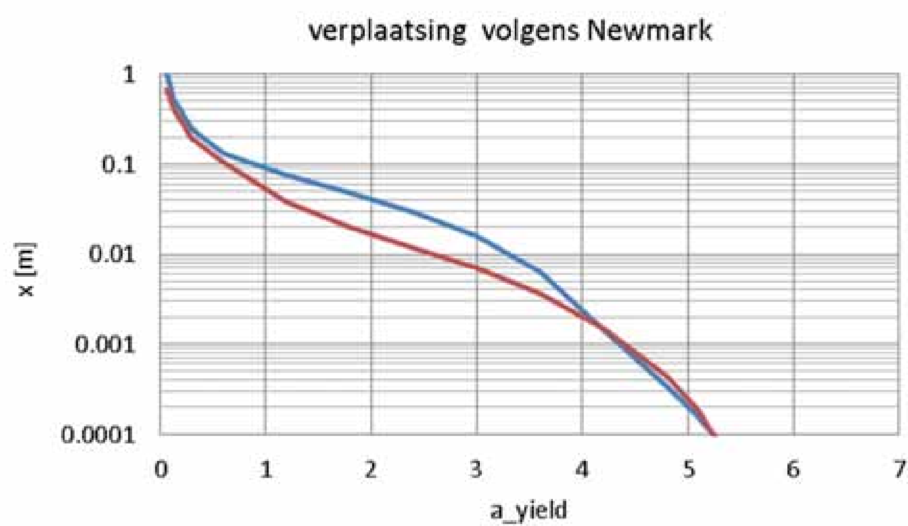
Figuur A.0.16 Blijvende verplaatsing, signaal WSE, PGA = 4 m/s²



Figuur A.0.17 Blijvende verplaatsing, signaal WSE, PGA = 4 m/s²

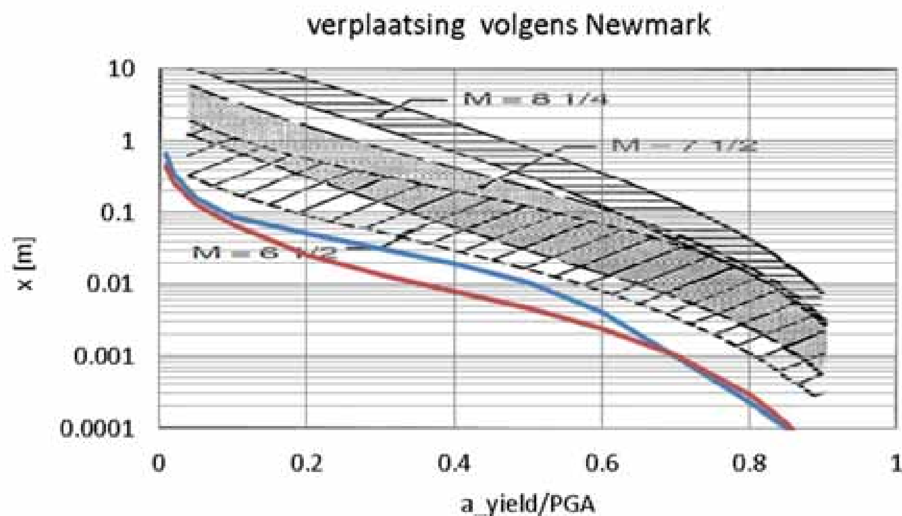


Figuur A.0.18 Blijvende verplaatsing, signaal WSE, PGA = 6 m/s²



Figuur A.0.19 Blijvende verplaatsing, signaal WSE, PGA = 6 m/s²

Vergelijking resultaten met data literatuur



Figuur A.0.20 Vergelijking verplaatsing verschaald WSE signaal, PGA = 4 m/s2

Het blijkt dat de algemene trend vergelijkbaar is. De blijvende verplaatsing ligt onder de literatuurwaarden, wat consistent is met de lagere magnitude en het kleinere aantal belastingpieken dat hier wordt beschouwd.

A.2 Methode bepaling verweking (ten behoeve van zakking)

Gevolgde aanpak

De eerste inschatting van de gevoeligheid voor verweking is gedaan met bestaande methoden, zoals deze internationaal voor de analyse van de gevoeligheid voor verweking bij een aardbeving worden toegepast.

Meer specifiek zal hier de aanpak zoals beschreven in EERI MNO-12 worden gevolgd. Later in deze paragraaf zal ingegaan worden op de geldigheid van deze methodiek voor de situatie in Groningen.

Beschrijving methodiek

De methodiek bestaat uit het bepalen van de veiligheidsfactor tegen verweking. Deze factor is als volgt gedefinieerd:

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} * MSF * K_{\sigma} * K_{\alpha}$$

met:
- FS : veiligheidsfactor tegen verweking.
- CRR : Cyclic Resistance Ratio.
- CSR : Cyclic Stress Ratio.
- MSF: Magnitude Scaling Factor.
- K_{σ}: correctiefactor voor de isotrope spanningstoestand.
- K_{α}: correctiefactor voor statische schuifspanning.

De grootte van CSR wordt bepaald uit een eenvoudige beschouwing van het krachtenevenwicht bij versnelling van een kolom grond. Uitgangspunt daarbij is de situatie van een horizontaal maaiveld en een schuifgolf die van onderen naar boven loopt.

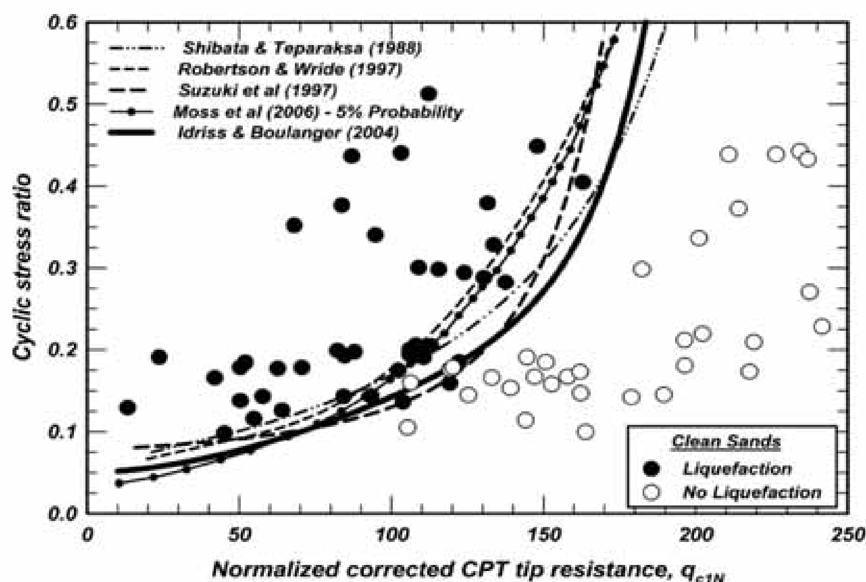
De resulterende formule is:

$$CSR = 0,65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d$$

Hierin is:

- 0,65 een factor die de verhouding tussen een representatieve amplitude en de maximale versnellingsamplitude weergeeft.
- r_d een diepte reductie factor.
- amax : piek grond versnelling.
- σvo: totaal verticale spanning.
- σ'vo: effectieve verticale spanning.
- g: versnelling van de zwaartekracht.

De grootte van CRR7.5 is een empirische grootheid. Uit een ervaringsdatabase met aardbevingen is de combinatie van conusweerstand, CSR en het wel of niet verweken bepaald. Door deze situaties in een grafiek weer te geven is het mogelijk om de grens tussen wel en geen verweking als functie van de (genormaliseerde) conusweerstand te bepalen. Deze grens geeft aan wanneer er wel of geen verweking wordt verwacht, en is dus een maat voor de weerstand tegen verweking. Figuur A.0.21 geeft dit weer.



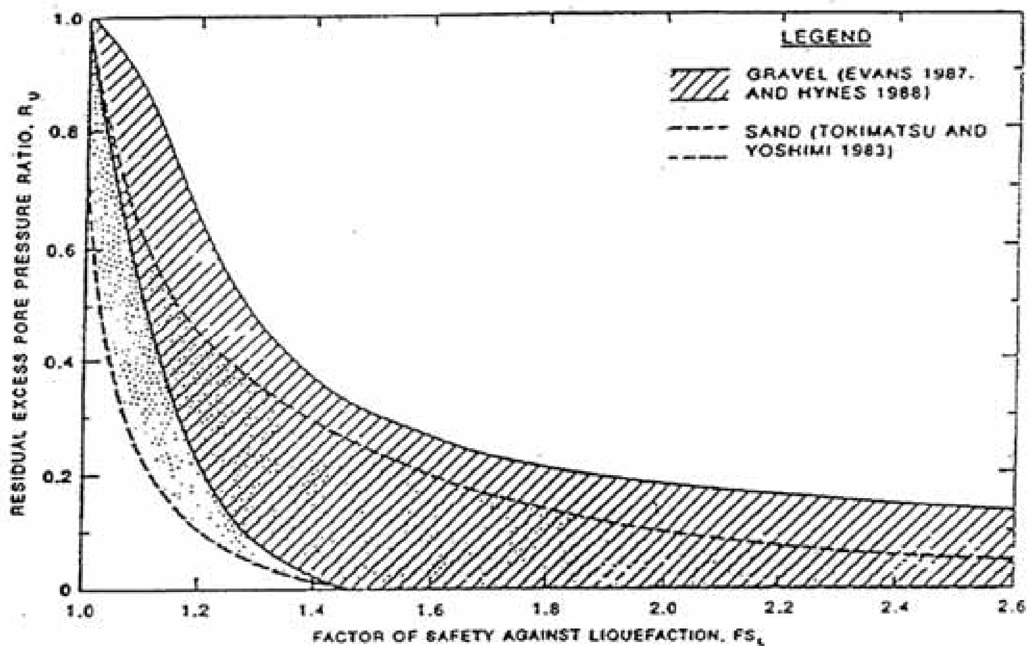
Figuur A.0.21 Bepaling CRR

De grootte van de Magnitude Scaling Factor wordt bepaald uit de moment magnitude van de beschouwde aardbeving. In feite wordt niet zozeer de zwaarte van de aardbeving, maar de lengte van het aardbevingssignaal hiermee in rekening gebracht. In het algemeen zal een zwaardere aardbeving ook een langer aardbevingssignalen genereren, waarmee een relatie met de magnitude voor de hand ligt.

De factor rd brengt in rekening dat met het toenemen van de diepte de kolom grond boven het beschouwde niveau niet meer als een star lichaam kan worden beschouwd.

In EERI MNO-12 wordt een uitdrukking gegeven voor de factor rd als functie van de magnitude.

Gedeeltelijke verweking
De methode die hiervoor is beschreven geeft alleen aan of er sprake is van volledige verweking of geen verweking. Als de veiligheid tegen verweking groter dan 1 is, kan er nog wel sprake zijn van de opbouw van enige wateroverspanning. In Marcuson et al. (1990) wordt Figuur A.0.22 gebruikt om de wateroverspanning te schatten bij een FoS (Factor of Safety) tegen verweking van meer dan 1.



Figuur A.0.22 Grafiek voor wateroverspanning als functie van FoS verweking uit Marcuson et al (1990)

Een andere aanpak is om empirische relaties te gebruiken om de geïnduceerde wateroverspanningen te bepalen. Uit uitgevoerde cyclische triaxiaalproeven wordt de volgende relatie tussen de schuifspanningsamplitude en het aantal belastingcycli dat leidt tot verweking afgeleid:

$$\frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma_c}{I_D} = a * N_{liq}^{-b}$$

met:

- $\Delta\sigma_d$: Amplitude van de schuifspanning.
- σ_c : Initiële effectieve verticale spanning.
- I_D : Relatieve dichtheid.
- N_{liq} : Aantal cycli dat leidt tot verweking bij ongedraineerde condities.
- a, b : empirische constantan.

De constanten a en b zijn bepaald bij I_D = 0.4 en zijn: a = 0.65 en b = 0.15.

Herschrijven van de vergelijking geeft:

$$\frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma_c}{I_D} = a * N_{liq}^{-b}$$

$$N_{liq} = \left(\frac{\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c}{a.I_D}\right)^{(-1/b)}$$

De shear stress ratio (CSR) waarbij verweking optreedt in de CPT analyse, waarbij FOS = 1, geeft de bijbehorende N_{liq} gedurende de aardbeving. Dit is een schatting van het equivalente aantal belastingcycli N gedurende de ontwerpaardbeving. Voor een hogere veiligheidsfactor FOS wordt de CSR lager. Met deze gereduceerde CSR kan het aantal belastingcycli nodig voor verweking voor het betreffende zand en relatieve schuifspanningsniveau worden berekend. De ratio N/N_{liq} volgt uit:

$$\frac{N}{N_{liq}} = \frac{\left(\frac{(\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c)_{FS=1}}{a.I_D}\right)^{(-1/b)}}{\left(\frac{(\Delta\sigma_d / 2\sigma'_c)_{FS=1} / FS}{a.I_D}\right)^{(-1/b)}} = (FS)^{(-1/b)}$$

De (relatieve) wateroverspanning r_u wordt geschat met de volgende empirische relatie:

$$r_u = \frac{2}{\pi}\arcsin\left(\frac{N}{N_{liq}}\right)^{(1/2\theta)}$$

waarin:

- r_u : Relatieve wateroverspanning (verhouding tussen wateroverspanning en initiële vertilale spanning).
- N : Het aantal belastingcycli.
- N_{liq} : Het benodigd aantal cycli tot verweking bij ongedraineerde condities.
- θ : Empirische constante.

Combinatie van de vergelijkingen voor ru en N/Nliq geeft:

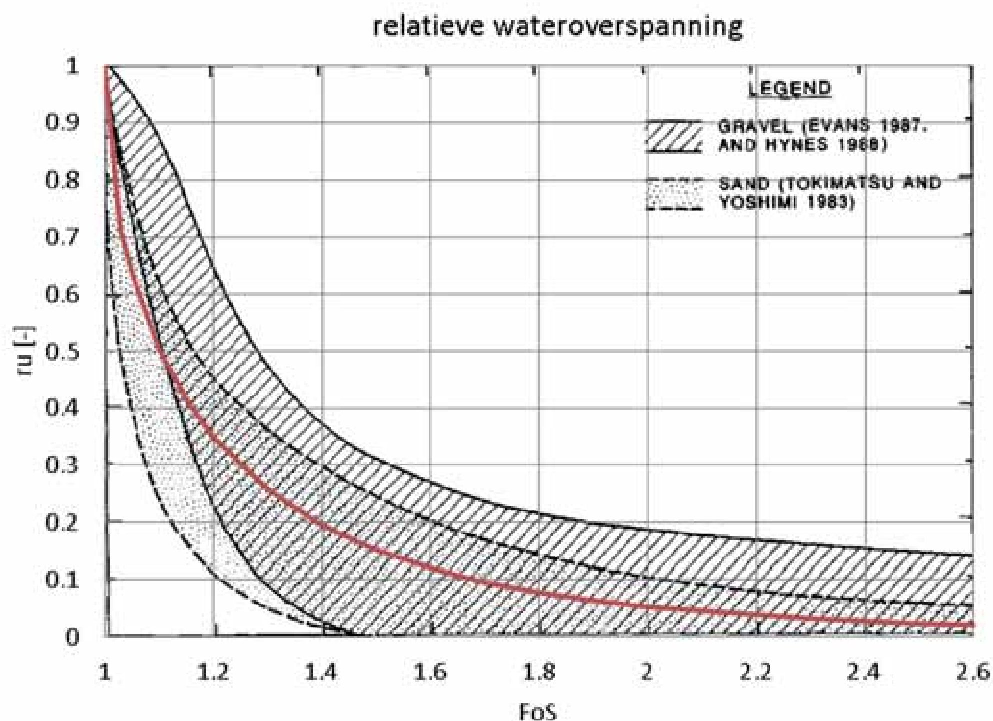
$$r_u = \frac{2}{\pi}\arcsin\left(FS^{(-1/b)}\right)^{(1/2\theta)} = \frac{2}{\pi}\arcsin\left(FS^{(-1/(b2\theta))}\right)$$

Tabel A.0.1 toont de geschatte wateroverspanning als een functie van de veiligheidsfactor tegen verweking. De gebruikte empirische constanten zijn b = 0.2 en θ = 0.7.

FOS [-]	N/N_{liq} [-]	r_u [-]
1.1	0.62	0.50
1.2	0.40	0.35
1.3	0.27	0.26
1.4	0.19	0.19
1.5	0.13	0.15
1.6	0.10	0.12
1.7	0.07	0.10
1.8	0.05	0.08

Tabel A.0.1 Geschatte wateroverspanning als functie van de veiligheidsfactor tegen verweking

Figuur A.0.23 vergelijkt de verkregen waarden volgens deze aanpak met de data zoals gepresenteerd in Marcuson et al. (1990).



Figuur A.0.23 Relatieve wateroverspanning bij FoS > 1, de rode lijn is het hiervoor afgeleide theoretische verband

De gevonden waarden zijn goed in lijn met elkaar. Voor de verdere analyse wordt de hiervoor afgeleide uitdrukking gebruikt.

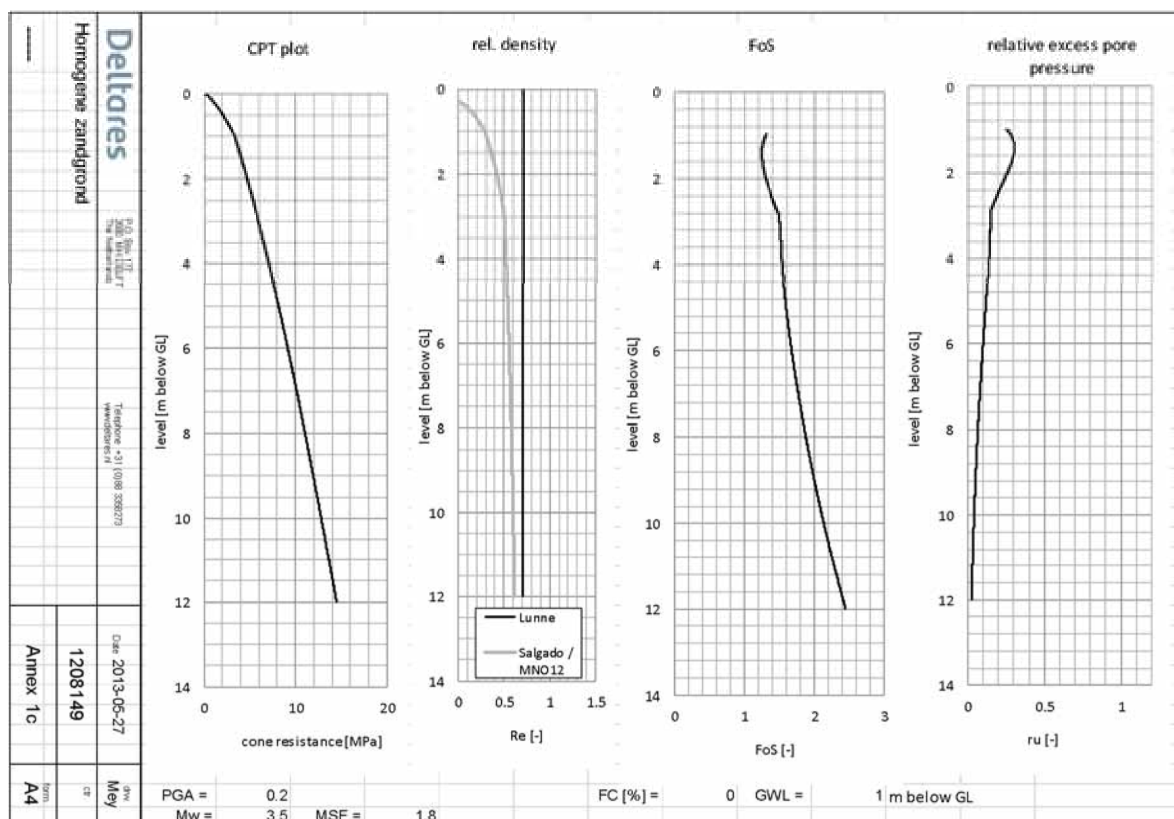
Resultaat
De volgende figuren tonen enige resultaten van de analyse volgens EERI MNO-12. Getoond worden:

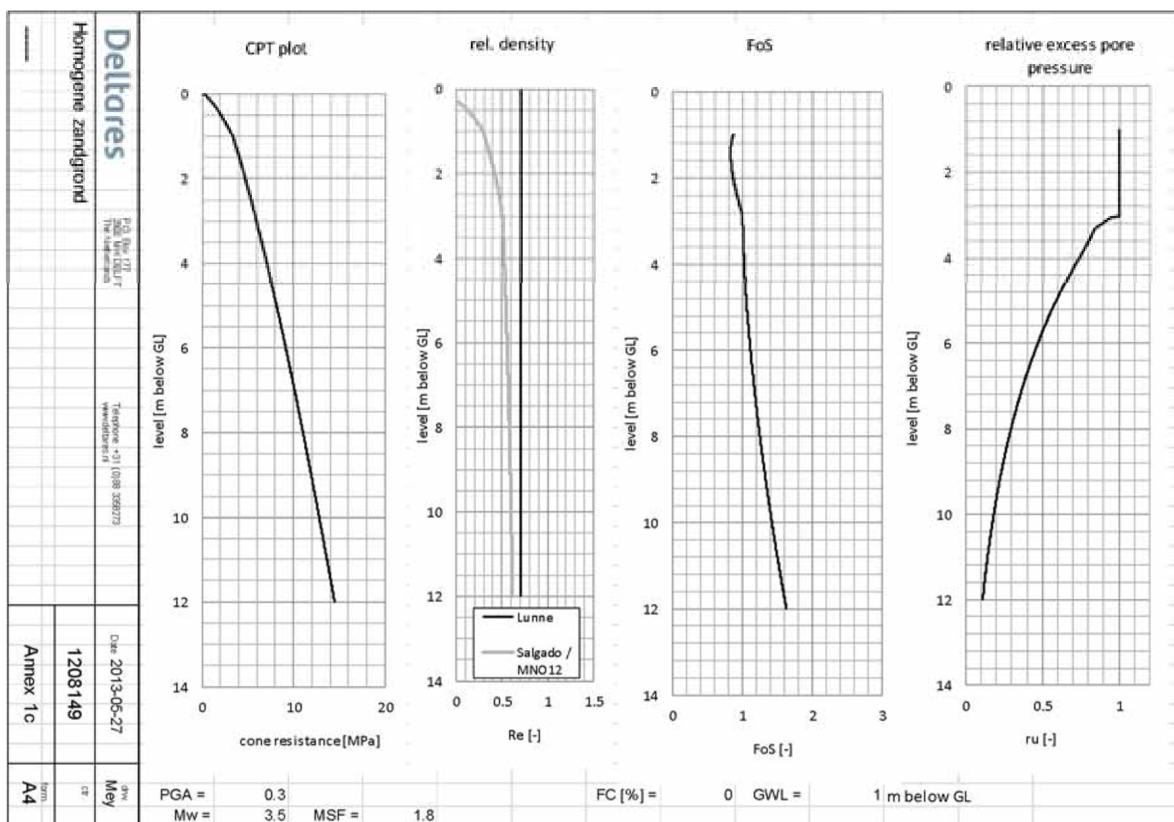
- Conusweerstand.
- Relatieve dichtheid.
- Veiligheidsfactor tegen verweking.
- Relatieve wateroverspanning.

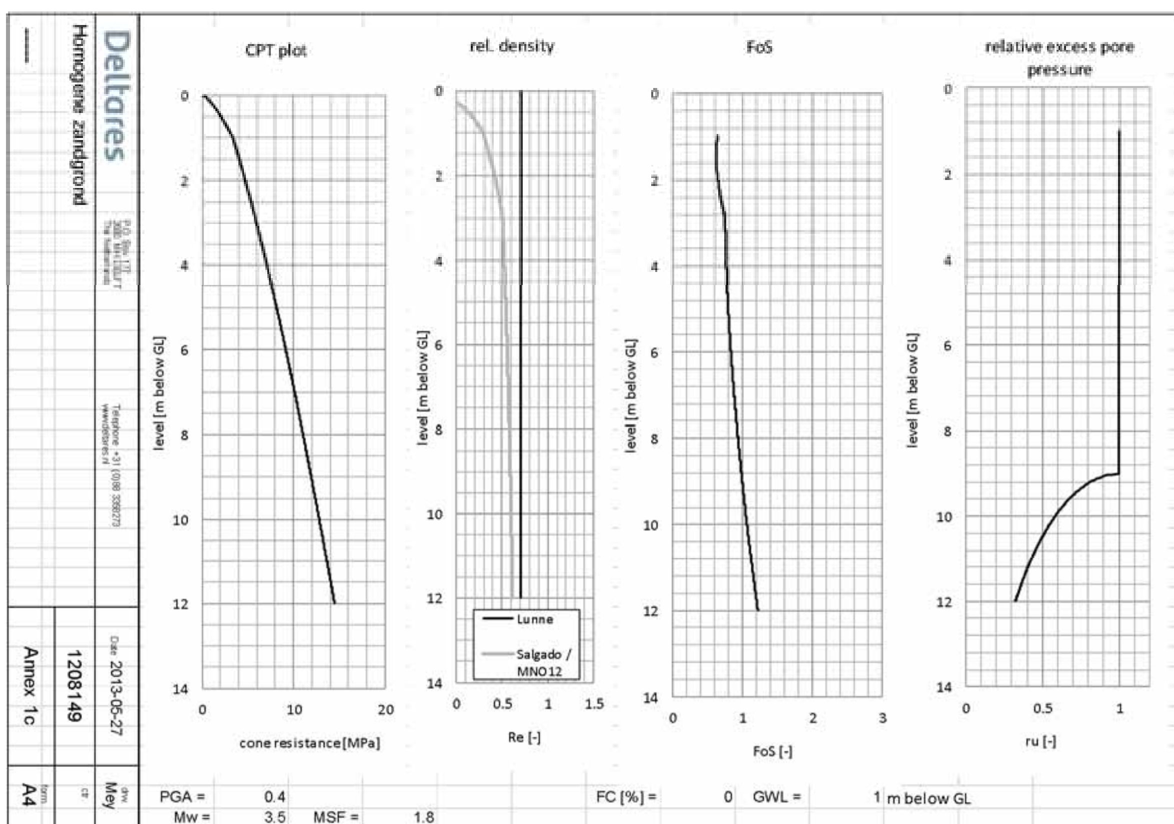
In onderstaande figuren is uitgegaan van een constante relatieve dichtheid over de volledige diepte. De overig aannamen zijn:

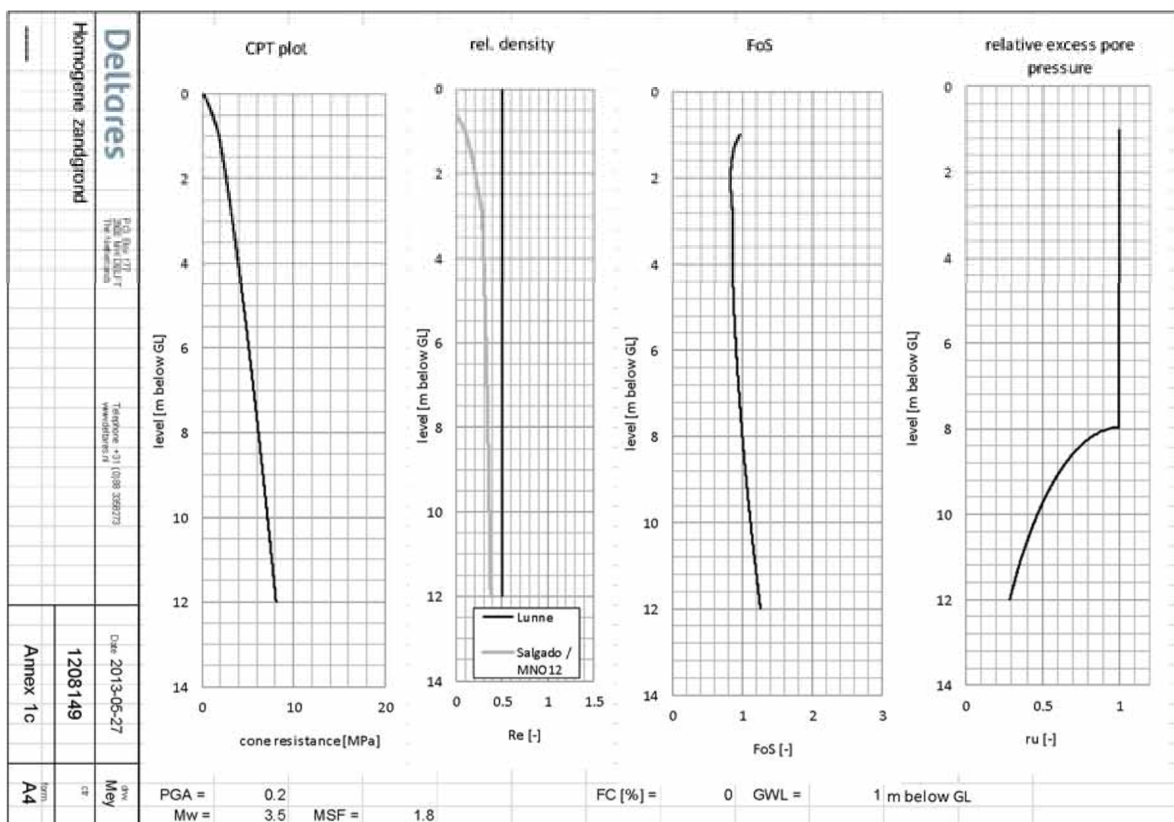
- Wrijvingsgetal 1%.
- Schoon zand (geen fijn materiaal: FC = 0%).
- Grondwaterstand 1 m onder maaiveld.
- Horizontaal maaiveld.

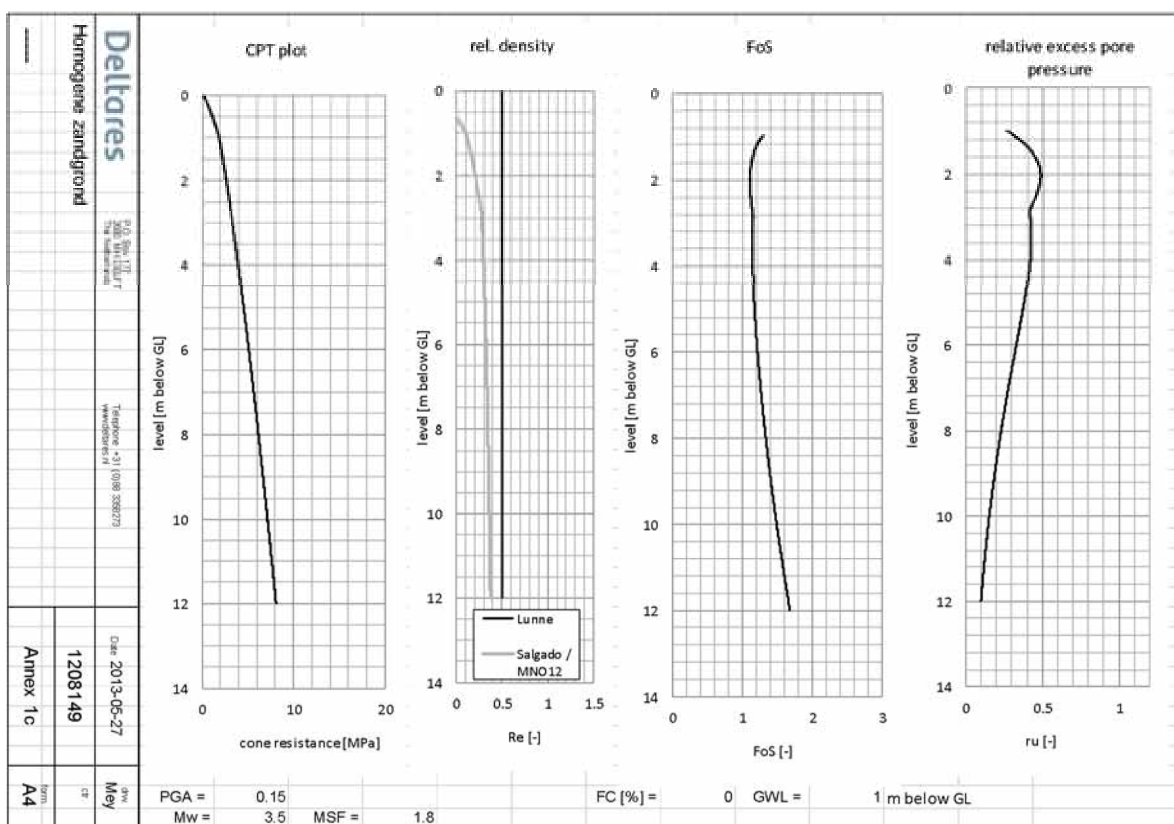
NB: In de figuren is de PGA uitgedrukt in bijvoorbeeld 0,2g, dus 2 m/s^2.




Deltares
Homogene zandgrond
Annex 1c
1208149
Date 2013-05-27
Mey
A4
CPT plot
level [m below GL]
cone resistance [MPa]
rel. density
Re [-]
Lunne
Salgado / MNO12
FoS
FoS [-]
relative excess pore pressure
ru [-]
PGA = 0.3
Mw = 3.5
MSF = 1.8
FC [%] = 0
GWL = 1 m below GL


Deltares
Homogene zandgrond
Annex 1c
1208149
Date 2013-05-27
Mey
A4
CPT plot
level [m below GL]
cone resistance [MPa]
rel. density
Re [-]
Lunne
Salgado / MNO12
FoS
FoS [-]
relative excess pore pressure
ru [-]
PGA = 0.4
Mw = 3.5
MSF = 1.8
FC [%] = 0
GWL = 1 m below GL


Deltares
Homogene zandgrond
Annex 1c
1208149
Date 2013-05-27
Mey
A4
CPT plot
rel. density
FoS
relative excess pore pressure
level [m below GL]
cone resistance [MPa]
Re [-]
FoS [-]
ru [-]
Lunne
Salgado / MNO12
PGA = 0.2
Mw = 3.5
MSF = 1.8
FC [%] = 0
GWL = 1 m below GL


Deltares
Homogene zandgrond
Annex 1c
1208149
Date 2013-05-27
Mey
A4
CPT plot
rel. density
FoS
relative excess pore pressure
level [m below GL]
cone resistance [MPa]
Re [-]
FoS [-]
ru [-]
Lunne
Salgado / MNO12
PGA = 0.15
Mw = 3.5
MSF = 1.8
FC [%] = 0
GWL = 1 m below GL

Deltares
Homogene zandgrond
P.O. Box 177
2600 MH DELFT
The Netherlands
Telephone +31 (0)88 3358273
www.deltares.nl
Date 2013-05-27
1208149
Annex 1c
dvw Mey
A4

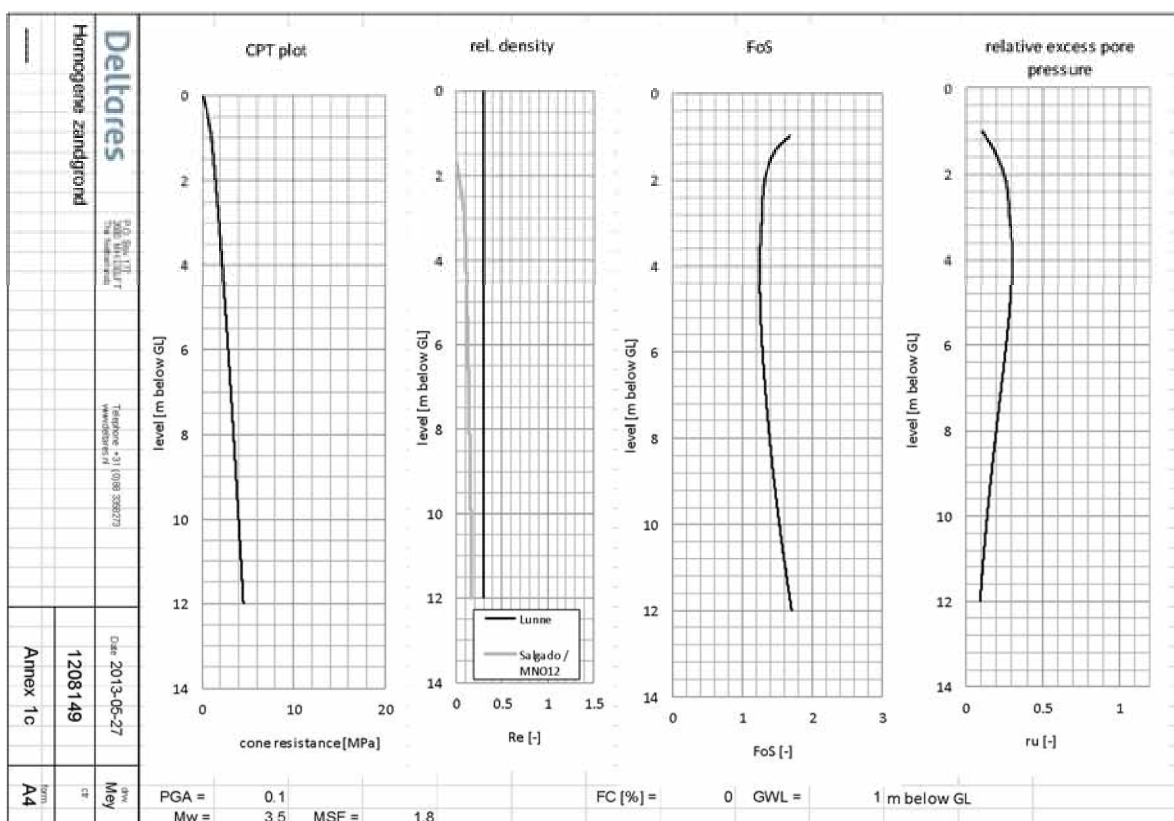
CPT plot
level [m below GL]
cone resistance [MPa]

rel. density
level [m below GL]
Re [-]
Lunne
Salgado / MNO12

FoS
level [m below GL]
FoS [-]

relative excess pore pressure
level [m below GL]
ru [-]

PGA =	0.15			FC [%] =	0	GWL =	1	m below GL
Mw =	3.5	MSF =	1.8					



Uit deze figuren volgt:

- Voor Re = 0,7 is bij PGA = 0,2g de wateroverspanning beperkt, bij PGA = 0,3 g is er over de bovenste 3 m sprake van verweking en bij PGA = 0,4 g over een grote diepte sprake van verweking.
- Voor Re = 0,5 is bij PGA = 0,15 g de wateroverspanning beperkt, maar bij PGA = 0,2g is er over een grote diepte sprake van verweking.
- Voor los zand (Re = 0,3) wordt bij PGA = 0,1 g geen verweking en bij PGA = 0,15 g wel verweking berekend.

Discussie aanpak, toepasbaarheid voor Groningen

Achterliggende database
De grafiek voor $CRR_{7,5}$ is gebaseerd op empirische gegevens/waarnemingen tijdens aardbevingen. Van een groot aantal gevallen is de conusweerstand, de CSR en of er wel of geen verweking is waargenomen verzameld. In Tabel A.0.2 is een samenvatting gegeven van de betreffende database. Naast de naam van de aardbeving wordt de moment magnitude, de PGA en het aantal cases per aardbeving gegeven. Omdat er bij 1 aardbeving op meerdere plaatsen ervaringen met het wel of niet verweken kunnen er per aardbeving meerdere ervaringen en dus ook meerdere waarden voor de PGA zijn.

Aardbeving	M	PGA [g]	Aantal cases
Tohnankai earthquake - Dec 7	8,1	0,2	3
Fukui earthquake - June 28	7,3	0,35 – 0,4	2
Niigata earthquake	7,6	0,09 – 0,18	12
1968 M=7.5 earthquake - April 1	7,5	0,24	1
Tokachi-Oki earthquake	8,3	0,2 – 0,23	5
San Fernando earthquake	6,6	0,45	2
Haicheng earthquake	7,0	0,2 – 0,3	4
Guatemala earthquake	7,5	0,135	3
Tangshan earthquake	7,6	0,13 – 0,50	7
Argentina earthquake	7,4	0,2	5
Miyagiken-Oki earthquak7	6,5	0,10 – 0,14	14
Miyagiken-Oki earthquake	7,7	0,2 – 0,32	20
Imperial Valley earthquake	6,53	0,13 – 0,78	9
Mid-Chiba earthquake	6,0	0,095	2
WestMorland earthquake	5,9	0,09 – 0,32	7
Urakawa-Oki earthquake	6,9	0,168	1
Nihonkai-Chubu earthquake	6,8	0,11 – 0,15	3
Nihonkai-Chubu earthquake	7,7	0,116 – 0,28	29
1984 M=6.9 earthquake - Aug 7	6,9	0,268	1
1987 M=6.2 and M=6.5 Superstition Hills earthquakes	6,22 & 6,54	0,09 – 0,206	12
Loma Prieta earthquake	6,9	0,14 – 0,39	25
Luzon earthquake	7,7	0,25	2
Kushiro-Oki earthquake	7,6	0,4	3
Northridge earthquake	6,7	0,43 – 0,84	4
Hyogoken-Nambu (Kobe) earthquake	6,9	0,34 – 0,6	54

Tabel A.0.2 Overzicht verweking opgetreden bij verschillende aardbevingen

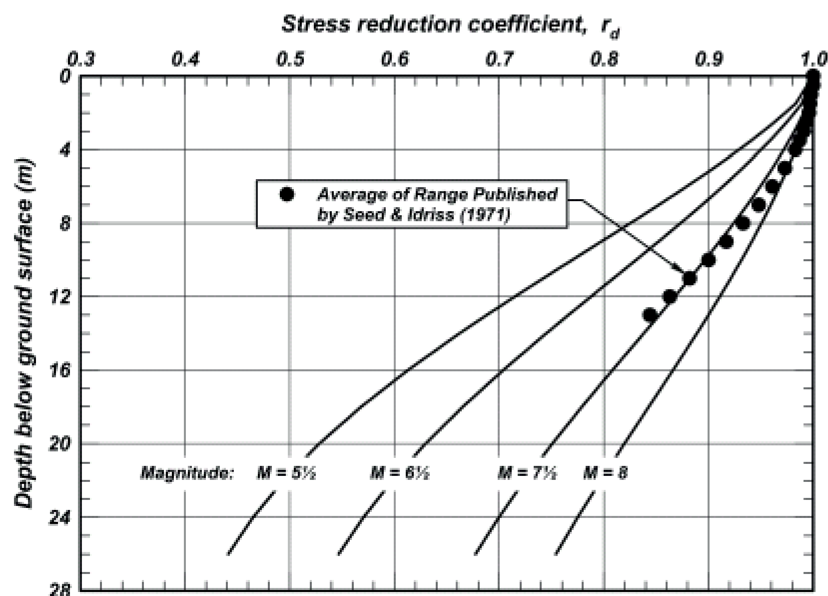
Inspectie van de achterliggende database leert dat:

- Er gegevens zijn van 25 aardbevingen, per aardbeving zijn er wel meer situaties meegenomen; in totaal zijn er 230 cases.
- Er sprake is van uitsluitend tektonische aardbevingen.
- De magnitude hoog is, gemiddeld 7,1; de minimale waarde is 5,9.
- De piekversnelling varieert tussen 0,09g en 0,84g.

Qua piekversnelling is het gehele gebied van de verwachte PGA's bij gasbevingen aanwezig in de database. De magnitude ligt boven, en meestal fors boven, de verwachte magnitude bij gasbevingen. De diepte van de aardbeving wordt in de database niet gegeven, maar is naar verwachting groot in vergelijking tot geïnduceerde bevingen. Het aantal wisselingen is daarom naar verwachting ook groot. Gebruik van de methode gebaseerd op deze database voor de situatie van geïnduceerde aardbevingen introduceert daarmee enige onzekerheid, doch op dit moment is er geen specifiekere methode beschikbaar.

Reductie factor r_d

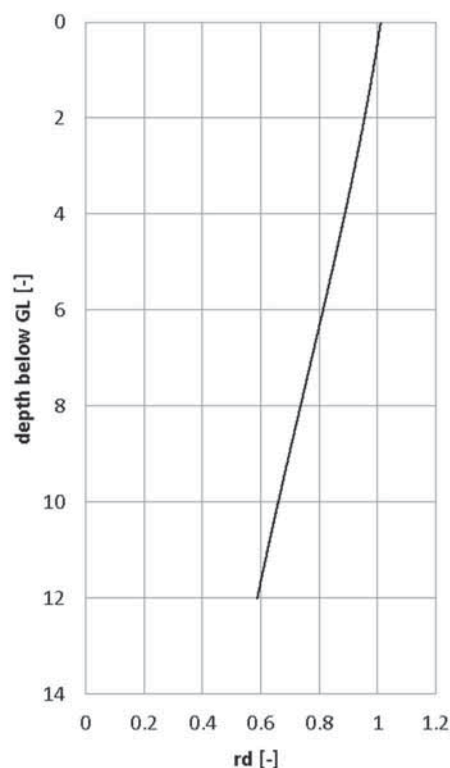
In de methode wordt gewerkt met een r_d factor. Figuur A.0.24 geeft de grootte van deze parameter als functie van de diepte en de magnitude.



Figuur A.0.24 r_d-factor

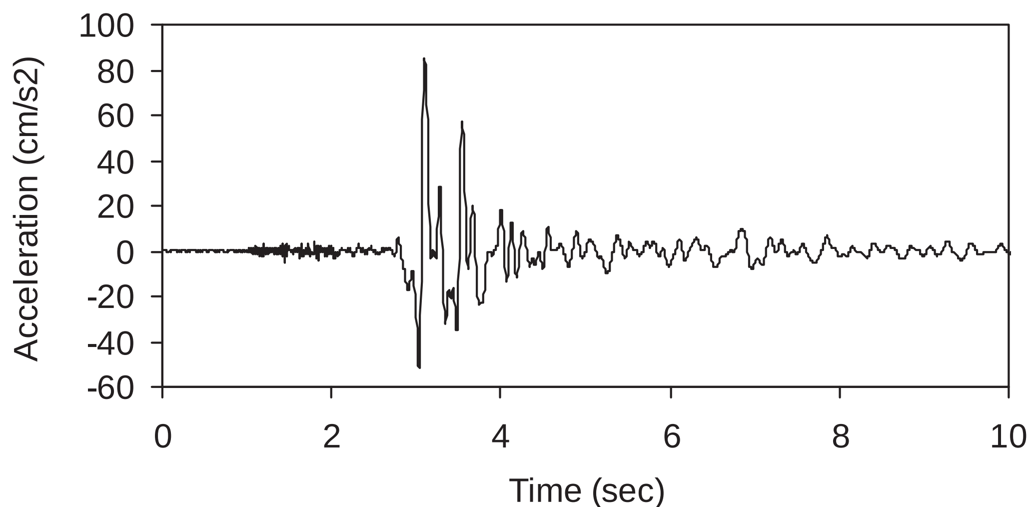
Deze figuur suggereert dat de grootte van deze parameter goed bepaald kan worden. In werkelijkheid is er sprake van een bandbreedte en hangt de waarde af van het specifieke aardbevingsignaal en de lokale grondopbouw.

Voor een Mw = 3.5 aardbeving is het verloop van rd met de diepte volgens de formules van EERI MNO-12 in Figuur A0.25 gegeven.



Figuur A0.25 *rd factor voor M = 3,5; volgens methode EERI MNO-12*

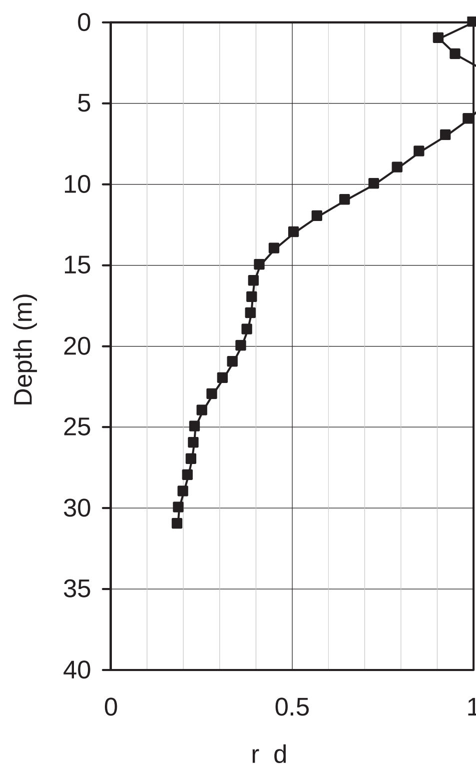
Om een idee te krijgen of de afname van r_d met de diepte volgens deze formules realistisch is voor gasbevingen zijn met het programma EERA een aantal responsie berekeningen gemaakt. Als invoer voor de aardbeving is het gemeten signaal in Middelstum gebruikt, zie Figuur A.0.26.



Figuur A.0.26 Invoer signaal (N.B. t.b.v. de berekening is het begin deel met versnelling nul weggelaten)

Dit signaal wordt opgelegd aan maaiveld. Als piekversnelling is PGA = 0,2 g gebruikt. Uit de berekening volgt het verloop van de maximale schuifrekamplitude met de diepte. Uit deze waarde is vervolgens het verloop van r_d met de diepte bepaald. Hiervoor is de volgende uitdrukking gebruikt:

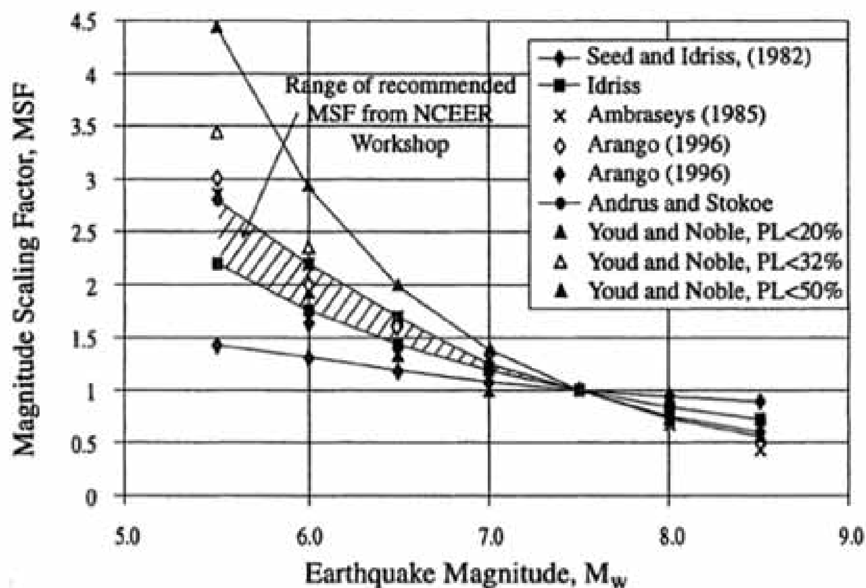
$r_d = (\Delta\tau/\sigma')/ (\Delta\tau/\sigma')_{z=0}$



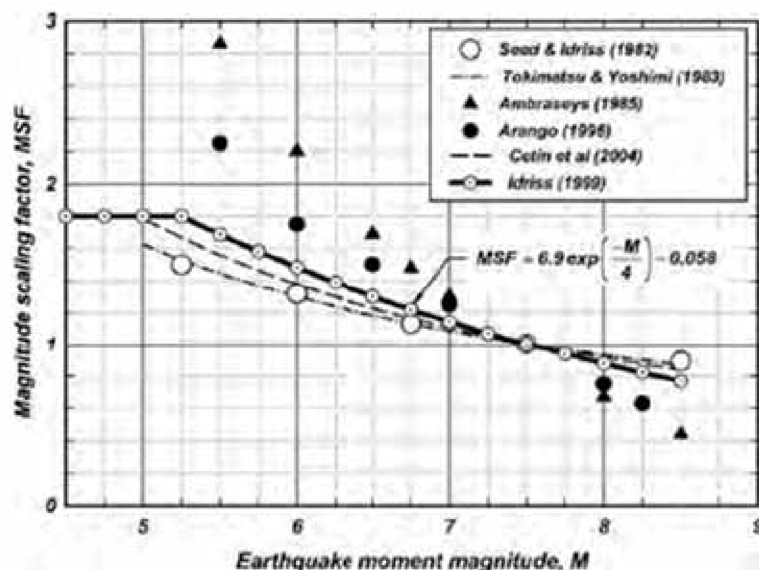
Figuur A.0.27 Resultaat berekening rd met diepte

Figuur A.0.27 geeft het verloop van rd met de diepte voor het beschouwde grondprofiel. Hieruit blijkt dat er in de bovenste 6 m geen reductie optreedt. Op 10 m diepte is de waarde van r_d ongeveer 0,7. Deze waarden liggen hoger dan die volgens EERI MNO-12.
Op basis van deze beperkte analyse lijkt er geen reden te zijn om de r_d-factor sterk naar beneden aan te passen.

MSF
In de methodiek zit een MSF factor. Deze is een functie van de (moment) magnitude. Indirect wordt hiermee de duur van de aardbeving en dus het aantal wisselingen, in rekening gebracht. Een hogere waarde voor MSF betekent een hogere veiligheid tegen verweken. Voor de grootte van MSF is er een opvallend verschil in de waarden volgens de NCEER workshops (Youd et al 2001) en die volgens EERI MNO-12. Figuur 0.28 en Figuur 0.29 tonen de grootte van MSF als functie van de magnitude.



Figuur 0.28 MSF volgen NCEER workshop 1996/1998 (Youd et al 2001)

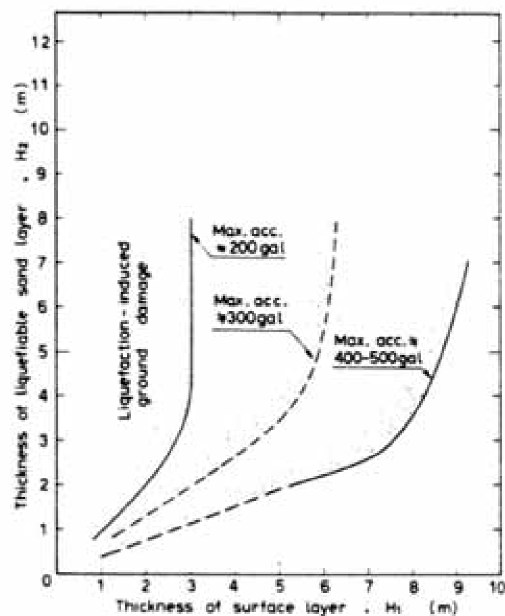


Figuur 0.29 MSF volgen EERI monograph MNO-12 (Idriss, Boulanger 2008)

De grafiek uit de NCEER workshop toont geen waarden voor magnituden lager dan MW = 5,5. Toepassing van deze grafiek voor een magnitude van bijvoorbeeld Mw = 4 vereist dus een eigen interpretatie van de gebruiker. Meestal zal dat neerkomen op extrapolatie.
In de grafiek van EERI MNO-12 wordt de waarde van MSF begrensd op MSF = 1,8. Hiervoor wordt als motivatie gegeven dat een aardbeving, hoe klein de magnitude ook mag zijn, minimaal 1 piek bevat. Gebruikmakend van een empirische relatie tussen CSR en het aantal cycli tot verweking komt EERI MNO-12 vervolgens tot de conclusie dat de maximale waarde 1,8 moet zijn. Dit is echter een theoretische beschouwing, waarvoor geen empirisch bewijs wordt gegeven. De redenering is echter plausibel.

Huidige ervaringen in Groningen
Tot op heden zijn er geen meldingen bekend van zichtbare tekenen van verweking. Volgens de gebruikte methodiek is er bij los zand en een relatief hoge PGA wel een risico van verweking vanaf waarden iets hoger dan tot nu toe gemeten (vanaf ca 0,15g).

De grondopbouw in Groningen bestaat vaak uit een toplaag van enige meters klei en veen. In de literatuur worden wel grafieken gegeven van de benodigde dikte van de niet verweekte toplaag waarbij er geen zichtbare tekenen van verweking zijn.



Figuur A.0.30 *Benodigde dikte niet verweekte toplaag voor breuk door verweking (uit (Ishihara 1985); N.B. 1 gal = 0,01 m/s2)*

Volgens deze figuren is een 3 m dikke toplaag van klei en/of veen al voldoende om bij een PGA = 0,2g geen schade door verweking te hebben.

Volgens deze benadering kan er in het verleden bij gasbevingen wel verweking zijn opgetreden zonder dat dit aan maaiveld zichtbaar was.

Conclusie
Op basis van de voorgaande beschouwingen is er geen onderbouwing om voor de MSF en/of de r_d factor een andere waarde te kiezen specifiek voor Groningen afwijkend aan de internationale literatuur. Ook op basis van de huidige ervaringen kan de methodiek niet als te conservatief voor gasbevingen worden beschouwd. Dat de gebruikte methodiek de verwekingsgevoeligheid onderschat lijkt op dit moment niet erg waarschijnlijk, maar is toch niet met volledige zekerheid uit te sluiten..
Er blijft wel staan dat de methode gebruikt wordt buiten het geldigheidsgebied waarvoor deze is opgesteld. Er kan dus ook niet worden geconcludeerd dat de gebruikte methode geldig is voor gasbevingen. Op dit moment is het wel de best beschikbare methode.
In paragraaf A.3 wordt een nadere analyse naar de bepaling van MSF bij geïnduceerde aardbevingen gegeven.

A.3 PLAXIS berekeningen, afleiden MSF voor geïnduceerde aardbevingen

In de voorgaande hoofdstukken is al geconcludeerd dat met de bestaande methoden hoge wateroverspanningen worden berekend. De methoden zijn gebaseerd op een database met empirische data. Kenmerk van de in de database aanwezige aardbevingen is:

- Tektonische aardbevingen.
- Magnitude Mw >= 5,9; en in het algemeen 7 à 7,5.
- PGA >= 0,09g.

Voor wat betreft de eerste twee punten is er een duidelijk verschil tussen geïnduceerde aardbevingen en de aardbevingen in de database. Op theoretische gronden kan niet worden aangetoond dat een of meer onderdelen van de methodiek anders moeten worden geïnterpreteerd. Toch blijft er met name voor de MSF een onzekerheid, die wordt geïllustreerd door de verschillende waarden als twee gezaghebbende publicaties op dit punt worden vergeleken.

Aanpak

Om meer inzicht in de verschillen tussen tektonische en geïnduceerde aardbevingen te krijgen zijn enkele verkennende berekeningen met PLAXIS gemaakt. Als grondmodel is het hypoplastische grondmodel gebruikt.

In de berekening is een kolom grond van 1m breed en 41 m hoog gemodelleerd.
De gebruikte parameters zijn ontleend aan onderzoek voor het Spui. Geschikte gegevens voor Groningse zanden waren niet aanwezig. Voor een beschrijving van het gebruikte hypoplastisch materiaalmodel wordt verwezen naar (Mašín 2010).

Voor de berekening zijn diverse aardbevingssignalen aan de onderkant van de grondkolom opgelegd. Als aardbevingssignalen zijn gebruikt:

- Geïnduceerd: synthetisch. Mw = 4.
- Geïnduceerd: Huizinge/Middelstum radiaal, Mw = 3,6.
- Tektonisch: el-centro, Mw = 6,9.

Mw is de momentmagnitudeschaal, waarin het symbool w staat voor verrichte arbeid. De signalen zijn verschaald naar dezelfde piekversnelling van 1,5 g (1,5 m/s^2).

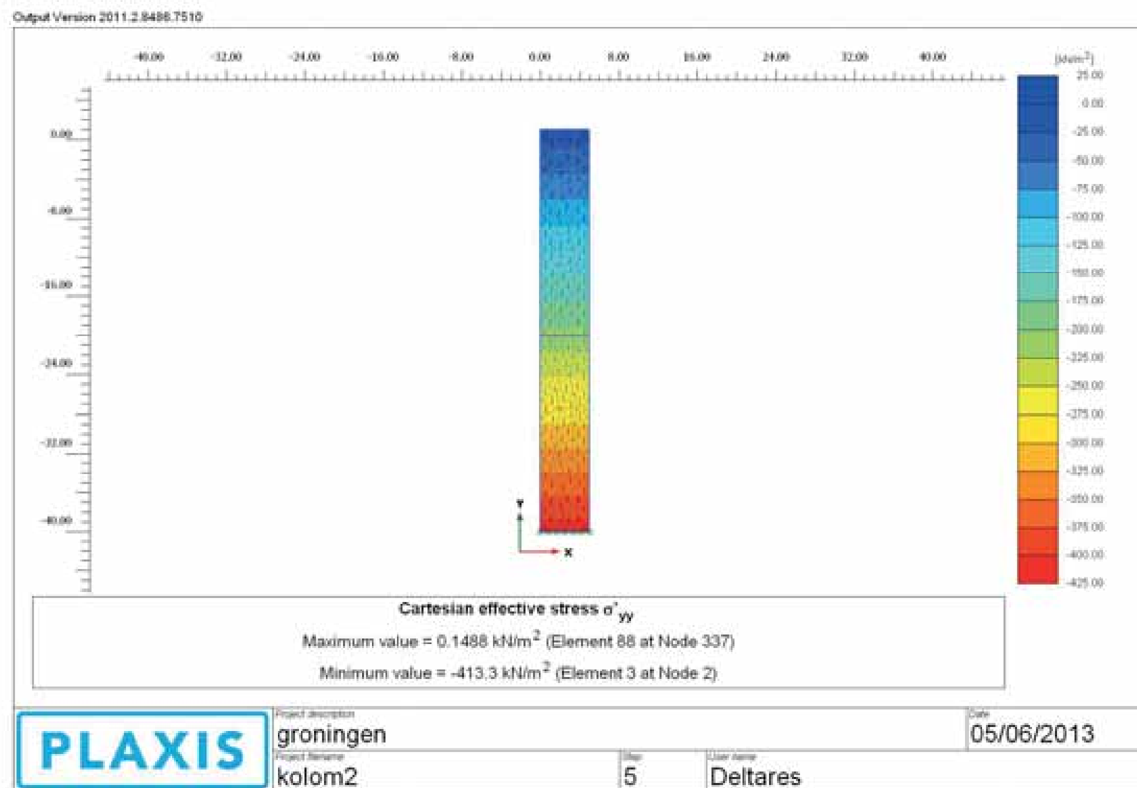
De geometrie bestaat uit twee grondlagen: een ondergrond van pleistoceen zand (20 m dik) met daarboven een 21 m dikke laag los zand. Het pleistocene zand is gemodelleerd als een Hardening Soil materiaal, het losse zand als een hypoplastisch materiaal.

Parameter	Waarde
γ_{sat} [kN/m^3]	20
E_{50}^{ref} [MN/m^2]	70
E_{50}^{ref} [MN/m^2]	70
E_{50}^{ref} [MN/m^2]	210
m	0,5
ν_{ur}	0,2
p_{ref} [kPa	100
c [kPa]	0,5
ϕ [°]	35
ψ [°]	0

Tabel A0.3 Gebruikte materiaalparameters Pleistoceen zand (Hardening Soil model)

Parameter	Waarde
γ_{unsat} [kN/m^3]	17
γ_{sat} [kN/m^3]	19,5
ϕ_c [°]	32,5
p_t [kN/m^2]	0
h_s [kN/m^2]	100.0000
n	0.678
e_{d0} [-]	0.572
e_{c0} [-]	0.984
e_{i0} [-]	1,132
α	0,20
β	1,30
m_R	4,0
m_T	2,0
R_{max}	0,1^E-3
βr	0,60
χ	1,0
e_0	1,0

Tabel A0.4 Gebruikte materiaalparameters los zand (Hypoplasticity model)

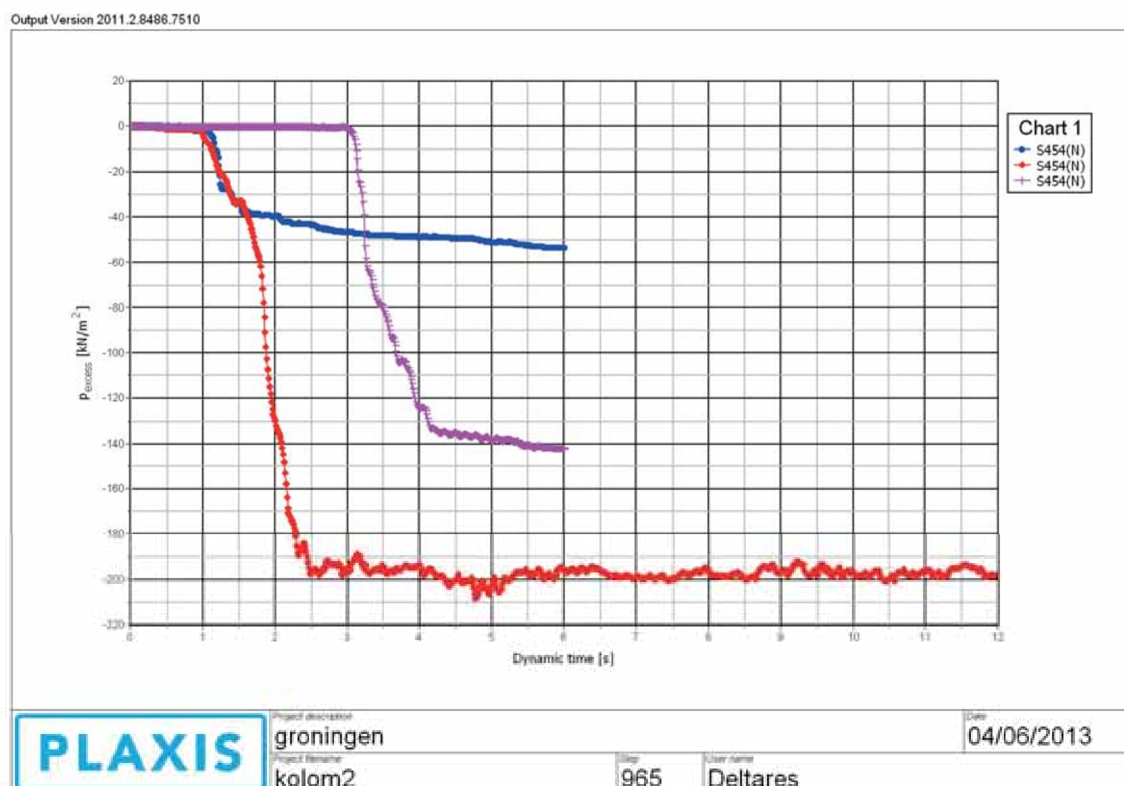


Figuur A.0.31 Gebruikt elementennet, getoond worden de initiële effectieve verticale spanningen

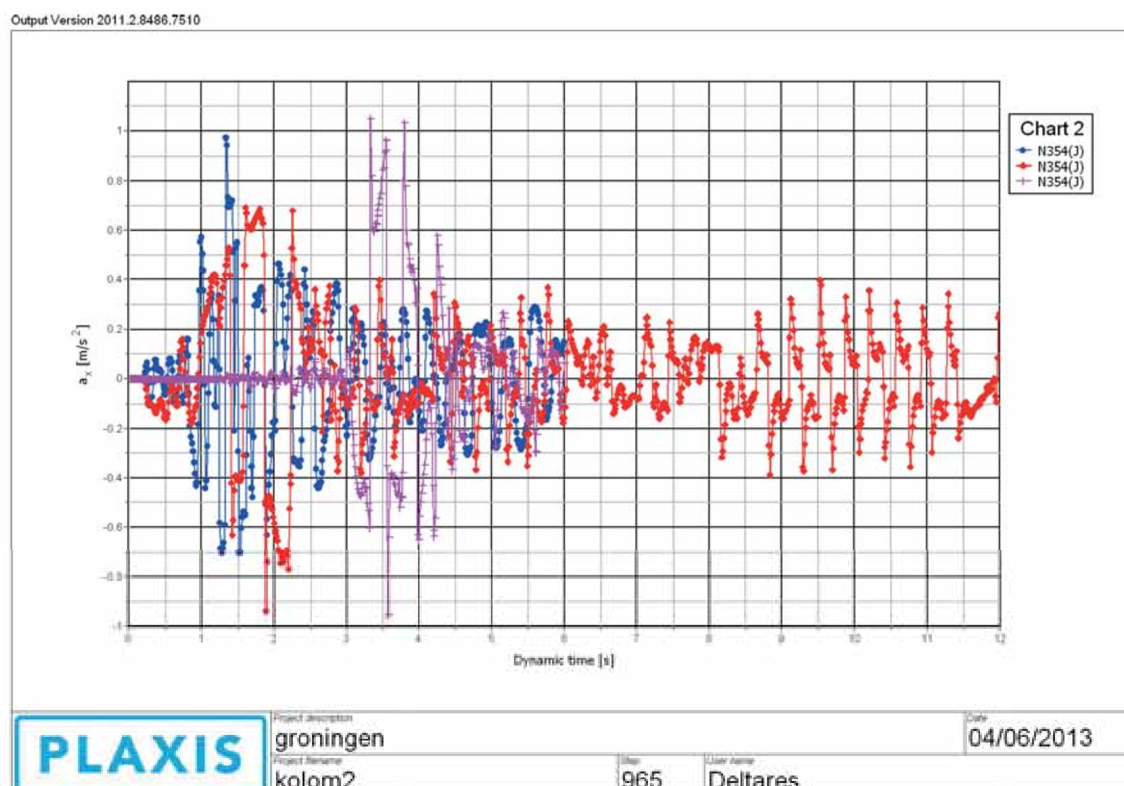
Het gebruikte elementennet is een kolom met de top op z = +1 m en de basis op z = -40 m. Gebruik is gemaakt van een speciale optie in PLAXIS om de linker- en rechterrand dezelfde beweging te laten ondergaan. Hiermee wordt de respons van een kolom gesimuleerd.

Op z = -20 m ligt de scheiding tussen het vaste zand en het losse zand.
Benadrukt wordt dat deze grondopbouw niet gebaseerd is op de situatie in Groningen, maar alleen dient voor het vergelijken van de respons op de verschillende aardbevingssignalen.

Resultaten

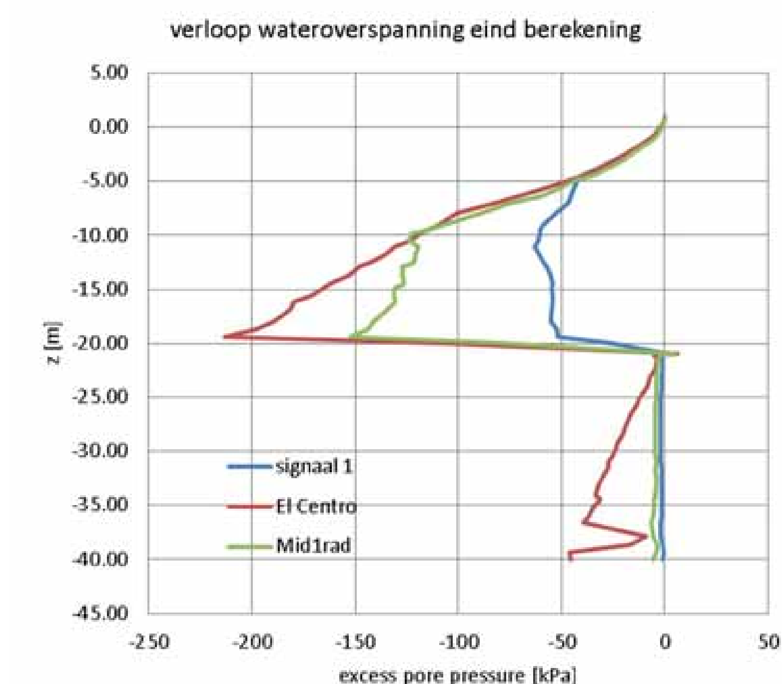


Figuur A.0.32 Berekende wateroverspanning op z = -4,8 m

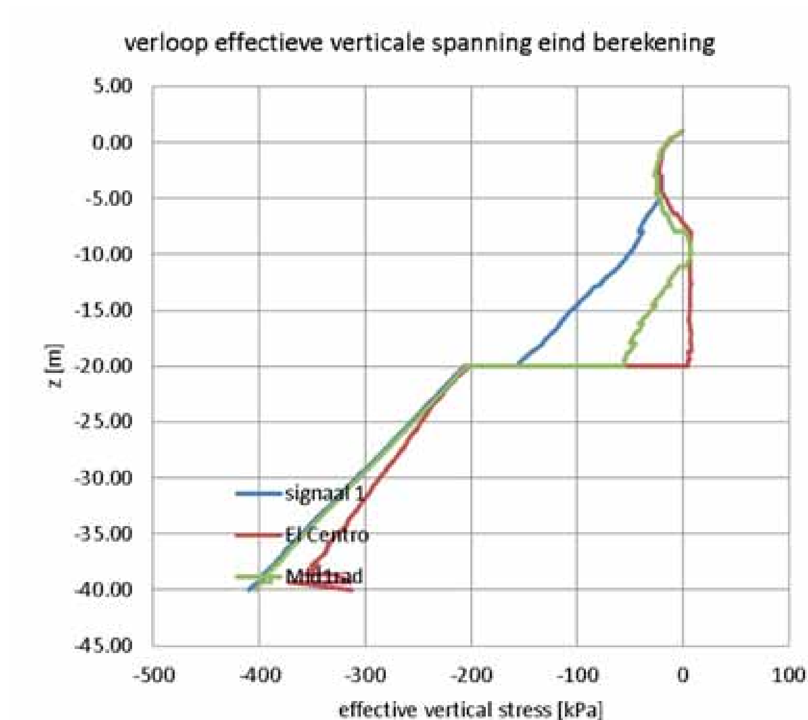


Figuur A.0.33 Versnelling aan maaiveld

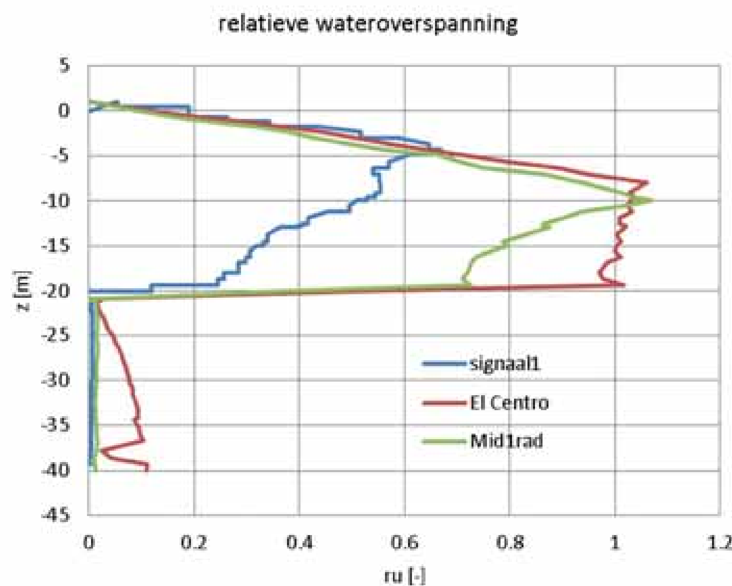
In navolgende figuren is het verloop over de diepte van de spanningen gegeven op het einde van de berekening.



Figuur A.0.34 Berekende wateroverspanning aan het eind van de berekening



Figuur A.0.35 Berekende effectieve spanning aan het eind van de berekening



Figuur A.0.36 *Berekende relatieve wateroverspanning met diepte*

Analyse:

- Op z = -19 m is er een duidelijk verschil in wateroverspanning bij de drie signalen.
- Op z = -5 m is er geen noemenswaardig verschil tussen de drie signalen.
- Als de resultaten worden vergeleken met methode EERI MNO-12 dan zijn ze in het algemeen ongunstiger, die methode geeft voor PGA = 0,1 g en Re = 30% geen verweking bij Mw =5 (overigens wel bij Mw = 7).
- De bovenste 7 m is niet verweekt, maar toont wel een met de diepte toenemende verwekingsgraad, verweking op grotere diepte voorkomt blijkbaar verweking in ondiepe lagen.
- Dit zijn oriënterende berekeningen voor één grondopbouw. Het is zeer wel mogelijk dat de introductie van één of meer slappe lagen in de grondopbouw leidt tot heel andere resultaten.

Analyse en interpretatie

De gepresenteerde berekeningen zijn indicatief en illustratief, maar er is geen aanleiding en sluitende onderbouwing om voor geïnduceerde aardbevingen een versoepeling te hanteren van de rekenregels voor tektonische aardbevingen. Hiervoor zijn simpelweg nog te veel mogelijkheden om andere keuzes te maken voor de gehanteerde modelschematisatie en parameters en onzekerheid over de invloed daarvan, en ontbreekt het aan metingen of proeven die kunnen dienen ter verificatie. Verder is er nog onduidelijkheid over het aantal pieken dat op kan treden bij het aan te houden ontwerpsignaal. Dit varieert tussen één enkele piek en mogelijk vier pieken. Bij één enkele piek lijkt er mogelijk een beperking in de optredende verweking, maar bij vier pieken lijkt dit voordeel grotendeels teniet gedaan.

B Verslag risico sessie met waterschappen

B.1 Aantekeningen brainstormsessie Groningen donderdag 25 april 2013.

Aanwezig:
Jan-Willem Nieuwenhuis (Noorderzijlvest)
Henk van der Leij (Hunze en Aa's)
Ate Wijnstra (Noorderzijlvest)
Harke Tjaden (Noorderzijlvest)
Mandy Korff, Joost Breedeveld, Erik Vastenburg, Geeralt van den Ham (Deltares)

Presentatie van foutenbomen (ppt's) van achtereenvolgens primaire keringen, regionale keringen en kunstwerken. Specifieke locaties zijn aangegeven op een tweetal kaarten

B.2 Discussie bij inleiding:

Rioolpersleiding loopt direct langs Eemskanaal (teensloot). Meer informatie zal aan Deltares toegestuurd worden. Daarnaast wordt gemeld dat de Noordelijke dijk langs het Eemskanaal afgekeurd is alsmede een aantal strekkingen primaire kering.

B.3 Discussie bij primaire keringen:

- Hoogte dijk:
  - Gefundeerde gasleiding door kering: dijk zakt, leiding niet. Holte die ontstaat kan door aardbeving mogelijk inzakken: kruinverlaging.
  - Borgsveer (Eems): gasleiding uit Duitsland gaat door waterkering.
  - Bij Chemie Park Delfzijl lopen veel leidingen door de primaire waterkering.
- Kunstwerken in/bij Delfzijl (De Poort):
  - waterkerende objecten:
    - 4 coupures (waarvan 2 in dijk en 2 in stadsmuur): 1 draaideur, 3 rol/schuifdeuren.
    - 2 km damwand in primaire kering ('de Muur' genaamd).
    - 2 gemalen (waarvan één met een spuikoker).
    - 2 spuisluizen (bij één komt de damwand t.p.v. de uitlaat naar binnen).
    - 1 schutsluis.
  - Niet-waterkerende objecten:
    - Funderingen van bunkers exclusief bovenbouw;

  Verder wordt gemeld dat alle kunstwerken zijn afgekeurd in de laatste toetsronde en er wordt melding gemaakt van een kritische locatie in Delfzijl: 14 m diep gat in de buurt van klapbrug bij de weg door de haven. Het havenkanaal heeft zelf een waterdiepte van circa 8 m en loopt voor de primaire waterkering.
- Twee typen dijkopbouw:
  - Alles ten westen van Eemshaven: zandkern met kleilaag van ca. 80 cm. Zandkern opgespoten (alleen verdicht door vrachtwagens die erover rijden). Buitentalud gras 1:5 (maar naar teen toe bekleed en vaak steiler 1:4 a 1:3, dus enigszins bol talud) met tussenberm, binnentalud 1:3, kruinbreedte max 2 m, teensloot; Vaak is de nieuwe dijk opgespoten tegen de oude (klei) dijk. De dijken zijn vaak erg 'nat'. De ophogingen hebben plaatsgevonden in de jaren 70/80 van de vorige eeuw.



  - o Dijken langs Eem (tussen Eemshaven en Delfzijl) hebben sterk variërende geometrie, opbouw en ondergrond. “Flinten”: 2 m dikke kiezelllagen.
- Zwakke plek: iets ten noorden van verdeelstation.
- Eemskanaal: wateruittreding binnentalud
- Grondopbouw zeer divers: veel opgevulde slenken (=geulen).
- Van de LiveDikeXL zijn gegevens beschikbaar.
- Lengtes:
  - o Delfzijl-Eemshaven: ca 12 km.
  - o Delfzijl-Duitse grens (Dollart): 28 km.
  - o Lauwersmeerdijk (zand in ondergrond): ca 8 km.
- op locatie NE Groningen: geul komt dichtbij dijk: damwand buigt uit de dijk. Hiervan zijn lodingen, die Deltares toegestuurd kunnen worden.
- Julianapolder: pipingprobleem vanwege dunne kleilaag. Gegevens VNK2 beschikbaar.
- Voorland: geul komt alleen dichtbij daar waar geen kwelders voor de dijk liggen.
- Kilometerpaal 30 (tussen Eemshaven en Delfzijl, Livedijk??): meest kritische locatie voor buitenwaartse macrostabiliteit. Hier worden ook waterspanningsmeters geplaatst.
- Langs Dollard komen tot 12 m dikke veenlagen voor, met name bij locatie “Breebuis”
- Tot nu toe geen schade (blijvende vervormingen) na aardbevingen geconstateerd.
- StabiAlert metingen bij Vierhuizergat
- Tijdens een aardbeving kan wellicht scheuren van de toplaag optreden, in niet opdrijfsituaties.
- Op de website van Noorderzijlvest is de legger digitaal beschikbaar (http://www.noorderzijlvest.nl/regels/legger).

B.4 Discussie bij regionale keringen:

- Combinatie regionale kering en diepe geul komt niet voor, wellicht alleen in Graaidiep (oude geul).
- Veenkoloniale (VK) afwateringsleidingen: HT stuurt info hierover.
- Asbest cementleidingen breken snel: tussen De Punt en stad Groningen zijn deze leidingen vaak gebroken ten gevolge van zetting (oxidatie) van veen. Ook tijdens werkzaamheden aan de provinciale weg richting Groningen hebben ze hiermee veel problemen ondervonden (breken leidingen).
- Persleidingen komen voor ten oosten van stad Groningen.
- Twee mechanismen bezwijken leidingen:
  - o Gefundeerde leidingen: dijk zakt, leiding niet. Holte die ontstaat kan door aardbeving inzakken: kruinverlaging.
  - o Niet gefundeerde leidingen: leidingen breken door zettingsverschillen.
- Winschoterdiep-Wildervank: enige gebied waar zandlagen dicht aan maaiveld zitten: bijna op kanaalbodem. Eén keer heeft “grondbreuk” (?) plaatsgevonden, zichtbaar via sand boils.

- Helft kering niet op voldoende hoogte, lokaal 30 cm te laag (dus nog maar 20 cm waakhoogte). Deltares krijgt resultaten hoogtetoets toegezonden.
- Eemskanaal:
  - Maatgevend hoogwater: NAP+1,30 m. 1/100 terugkeertijd.
  - Kruinhoogte: 50 cm waakhoogte.
  - Verschil MHW en regulier peil is slechts enkele cm's.
  - Streefpeil: NAP+ 0,53 m.
  - Overige kanalen (zijkanalen zoals Damsterdiep): NAP-1,30 m a NAP-1,50 m
  - Buitenbekleding: damwanden van staal, beton en hout, soms met steenkorven aan bovenzijde.
  - Bovenkant damwanden op NAP+0,9 m (dus 40 cm onder MHW). Zouden op NAP+1,1 m moeten worden gebracht.
  - 2012: waterstand 10 cm hoger dan damwand, waterkering (met binnentalud 1:3) dus verzadigd.
  - Talud boven damwanden: 1:2, kruinbreedte: 1 a 2 m, binnentalud 1:3. Hoogte binnentalud maximaal 4 m (maaiveld polder NAP-3 m), polderpeil NAP-3,5 m.
  - Eemskanaal voert ook water af vanuit Drenthe.
  - Kleipakket Eemskanaal (buitenzijde) is niet goed (Noordzijde).
  - Ter plaatse van Woltersum is een nieuwe damwand aangebracht. Dit stuk zou nu moeten voldoen.
  - Kritieke situatie (MHW) ontstaat bij combinatie van hoge afvoer, wind en onvoldoende pompcapaciteit.
- In totaal 3300 bomen op regionale keringen (o.a. locatie Ten Boer). Deel hiervan is reeds gerooid of gekapt. Er is een bomenkaart aanwezig (GIS).
- Beelden uit F16 laten zien dat bij hoogwater de lekkage daar waar bomen op kering staan het hoogst is.
- Veenkeringen vooral ten westen van stad Groningen, ook enige juist ten oosten.
- Uitdroging veen wordt niet als probleem gezien.
- Ca 300 km regionale keringen, Noorderzijlvest (was ooit 600 km) en Hunze en Aa's 700 km.
- Geotechnische lengteprofielen gemaakt door Fugro (inmiddels ontvangen).
- Ten noorden van stad Groningen: Reediep: oude zeedijk (richting gemaal "waterdorf" en Lauwersmeerdijk (?)).
- Ten oosten van het Schildmeer ligt een laag gebied en een smalle dijk.

B.5 Discussie Kunstwerken:

- Eemskanaal:
  - sluis bij Delfzijl (Oostersluis) moet bij MHW (NAP+1,3 m) 1,5 m water keren. Echter slechts enkel kerende deuren. Dit zou problemen kunnen opleveren bij het ontzetten van een deur.
  - Kunstwerken in Eemskanaal zijn nooit getoetst. Dit geldt overigens voor alle regionale kunstwerken.
  - Schutssluizen vallen onder beheer provincie.
  - Onderleider voor watertransport bij Delfzijl (3 buizen die onder Eemskanaal doorgaan, richting gemaal Duurswold) valt ook onder beheer provincie. Hier bestaat inspectierapport van.
  - Vraag JW: cumulatieve vervormingen (aardbevingen) in onderbouw en onderlinge aansluiting van constructieve elementen van kunstwerken zie je niet. Hoe die te bepalen?

  - In dijken langs Eemskanaal zitten twee schutsluizen naar het Damsterdiep, waarvan één bij Appingedam (dus vlakbij bij sterkte aardbevingen). Ca 130 jaar oud. Hoogte dijken langs Damsterdiep: ca NAP-0,30 m.
- Kunstwerken in primaire keringen (o.b.v. rapport 3e toetsing):
  - Gemaal Noordpolderzijl.
  - Gemaal Spijksterpompen.
  - Gemaal De Drie Delfzijlen.
  - Damwand (2km), Delfzijl.
  - Westelijke coupure, Delftzijl.
  - Noordelijke coupure, Delftzijl.
  - Coupure Grote Waterpoort (in stadsmuur?), Delfzijl.
  - Robbengatsluis, Lauwersoog.
  - Lauwersluizen (spuisluis), Lauwersoog.
  - In-/uitlaat Eemscentrale.
  - Zoetwaterleiding Emmapolder.
  - Bij het Chemie Park lopen veel leidingen over de dijk en komen veel constructies samen. Dit gebied is afgekeurd.
- Stad Groningen:
  - Oostersluis: scheepvaartsluis, gebouwd in 2000. Peilverschil 1,5 m.

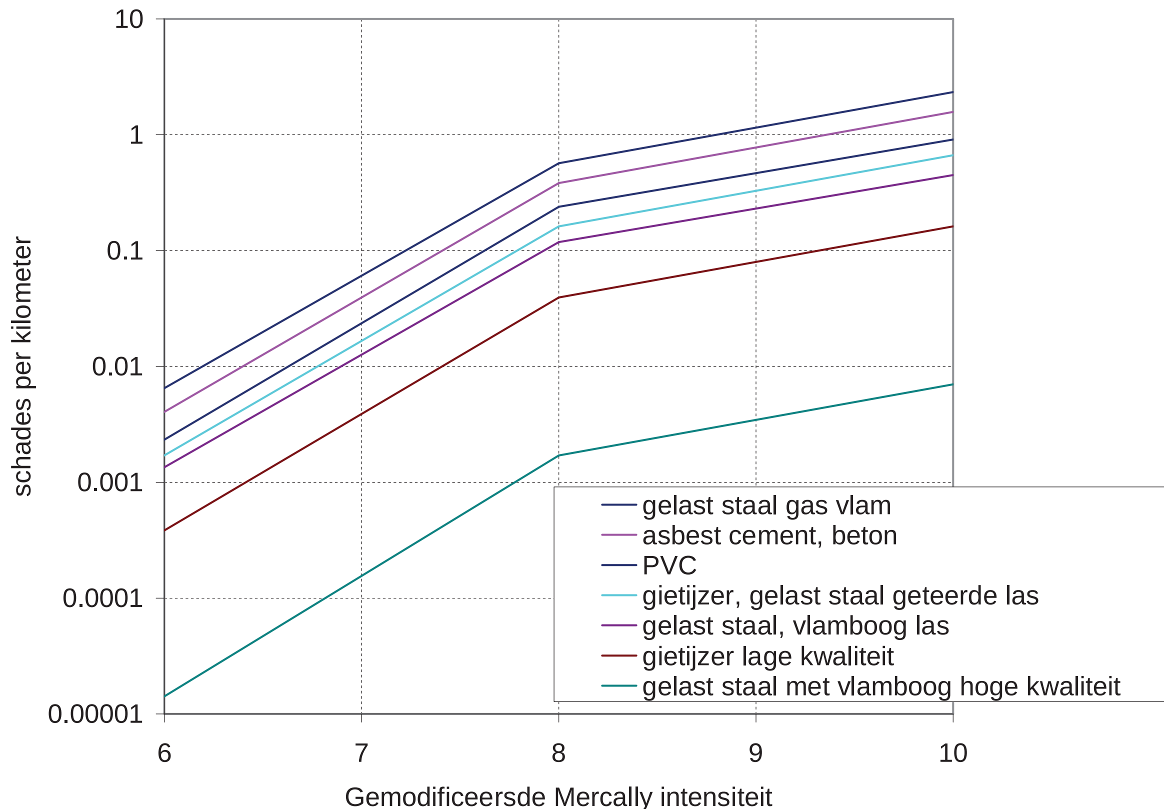
C Literatuuronderzoek leidingen

In deze bijlage wordt de beschikbare literatuur met ervaringsdata bekeken, waarbij getracht wordt conclusies te trekken voor de sterkte van de geïnduceerde aardbevingen zoals die in Nederland momenteel verwacht worden.
De volgende ervaringsdata zijn beschikbaar (de figuur nummers verwijzen naar de originele referenties):

O'Rourke 1998
Uit een figuur kan worden afgelezen dat bij een grond pieksnelheid van 200 mm/s 0.02 reparaties per km worden verwacht, dus er treedt gemiddeld op een leiding van 50 km één beschadiging op.

O'Rourke et al, 2001
Een andere figuur geeft echter andere getallen aan. Bij een piek grondsnelheid van 200 mm/s varieert het aantal schades van 0.06 voor asbest cement tot 0.6 voor stalen leidingen. Dat wil zeggen dat er per 16 km asbest cement leiding een beschadiging verwacht wordt, terwijl dit voor stalen leiding per 1.6 km het geval is.

O'Rourke en Liu, 1999
In Alaska, 1964, waren de meeste van de 300 schades aan leidingen veroorzaakt door afschuivingen en grondbreuk (scheurvorming, hoogteverschil). Figuur C. geeft voor de gemodificeerde Mercalli schaal het aantal schades per kilometer leiding. Opvallend hierbij is de constatering dat bij gelaste buizen de soort las maatgevend is voor de schade kans.



Figuur C.1 Schade frequentie bij natuurlijke aardbevingen [O'Rourke, Liu, 1999]

<u>Pradipta Banerji, 1992,</u>
Dit artikel geeft voor relatief zware aardbevingen (kracht 6 op de *modified* Mercalli schaal) 0.04 tot 0.06 reparatie per kilometer (één reparatie per 25 tot 16 km), een en ander afhankelijk van het type leiding.

<u>Wang, O'Rourke, 1978</u>
Het aantal schades is gerelateerd aan de grondsoort: hoe zachter de grond, des te meer schades worden er waargenomen. Japanse resultaten geven aan dat bij Magnitude 7 het aantal schades door grondtrilling dramatisch toeneemt. Maar, het hangt ook af van de bodem situatie, als er veel blijvende deformaties optreden, is het beeld veel minder duidelijk.
Er lijkt geen verband te bestaan tussen het aantal schades en de leiding diameter, zowel een toenemende als een afnemende schade kans met toenemende diameter worden gerapporteerd. Er bestaat ook geen verband tussen het doel en het belang van de leiding.
Wel neemt het aantal schades toe als de leiding in verschillende grondsoorten loopt (en dus grond overgangen kruist). Ook is een leiding die evenwijdig loopt aan de richting van de aardbevingsgolven 2.5 keer zo gevoelig voor schade als in de richting er loodrecht op.
Uit Japans onderzoek is gebleken dat ver weg van de bron (lage frequenties overheersen) de leiding vrijwel volledig met de grond meebeweegt. Nabij de bron (hoge frequenties overheersen) ontstaan relatief meer verschillen, maar deze blijven klein.
De leiding heeft weinig invloed op de grondverplaatsing, de massa van de leiding speelt nauwelijks een rol in de responsie.

Zowel buig als normaalspanningen treden op, maar de normaalspanningen overheersen het gedrag. De overheersende frequentie heeft meer invloed op de spanningen dan de sterkte van de trillingen.
Compressie golven die zich evenwijdig aan de leiding voortplanten, leiden tot axiale spanningen, terwijl schuifgolven die zich onder een hoek van 45 graden op de leiding voortplanten, ook leiden tot axiale spanningen.

Dash en Jain 2007,
Internationaal wordt na optreden van natuurlijke aardbevingen (met name in de VS) vaak een schade analyse uitgevoerd. Dash en Jain (2007) hebben waarnemingen van verschillende onderzoekers gebundeld en in Tabel C 0.5 weergegeven.

Year	Earthquake	M	Damage to Oil and Gas Pipelines	References
1906	San Francisco Earthquake	7.8	Major damage to buried pipelines; Major damage to waterworks; About 50% of all pipeline damage occurred in or near the PGD zone, and remaining was mostly due to seismic wave propagation.	El Hamadi and O'Rourke[15]
1923	Kanto Earthquake	8.3	Major fire damage; Over 4000 breaks and about 1500 blocks of Tokyo gas distribution lines were destroyed in Tokyo; Most of the damage occurred at the joints of small diameter cast-iron pipes.	Eguchi[16] Strand[17]
1933	Long-Beach Earthquake	6.3	Utility lines, oil pipelines, and waste water lines were extensively damaged; Along the fault zone there were thousands of damaged natural gas mains,valves, and service connections; Numerous fires in streets at broken gas lines; Failures at many locations of gas transmission pipeline due to ground failure; Damage to oil storage facilities.	Tousson et al[18]
1952	Kern County Earthquake	7.5	Extensive damage reported to the oxyacetylene-welded pipelines than those with electric arc-welded pipelines.	McCaffery and O'Rourke[19]
1964	Alaska Earthquake	8.4	Over 200 breaks in gas pipelines were reported; Over 100 breaks in water distribution pipelines at anchorages; Gas lines within the fault zone were ruptured; Most of the pipeline damages were due to landslides and ground cracking.	Hansen[20] O'Rourke and Liu[21]

1964	Niigata Earthquake	7.5	Most of the pipeline failures were due to breakage of pipe welding and joint separations; Average no of breaks occurred in oxyacetylene-welded steel pipes were five times more than that experienced by normal arc welded steel pipes.	Hamada and O'Rourke[22] Eguchi[16]
1965	Puget-Sound Earthquake	6.5	Major damage to the pipelines; The sole damage was due to the seismic wave propagation and not due to permanent ground displacement.	Wang[23]
1971	San Fernando Earthquake	6.6	Major damage to the water supply system; About 1400 breaks in various piping system reported; Major source of failure was liquefaction-induced lateral spreading Strong and ductile pipeline withstood ground shaking but were unable to resist the large permanent ground deformation generated by faulting and ground failures.	Ariman and Teoman[24] McCaffery and O'Rourke[19]
1976	Tangshan Earthquake	7.8	Many examples of secondary damages to the pipelines were reported.	FEMA 233[1]
1978	Miyagi-ken-oki Earthquake	7.4	Lifelines such as gas, city water and sewer systems suffered considerably; Most of the damages were due to permanent ground deformations.	FEMA 233[1]
1983	Coalinga Earthquake	6.7	Most of the damages to the pipeline were due to seismic wave propagation.	FEMA 233[1]
1983	Nihonaki-Chubu Earthquake	7.7	Damage to welded steel gas pipelines at elbows were mostly due to permanent ground displacement at southern area of Noshiro city; Wastewater pipes which in the liquefied soil layer were displaced more than the ground surface movement as the liquefied layer moved more than the non-liquefied layer above it.	Hamada and O'Rourke[22]
1987	Ecuador Earthquake	7.0	Major damage to Trans-Ecuadorian pipeline (D = 660 mm), which represents the largest pipeline lost in the history; It cost roughly $800 million in lost sales and reconstruction.	O' Rourke and Liu[21]
1994	Northridge Earthquake	6.8	Many gas-related fire breakouts were reported; 14,062 natural gas leaks were reported in customer facilities.	Strand[25]
1995	Kobe Earthquake	6.9	Numerous breaks in the underground gas distribution system; Buried water pipelines sustained severe damage with number of breaks resulting lack of service in Kobe area.	Comartin et al[26]
1999	Chi-Chi Earthquake	7.6	Remarkable damages to buried water pipelines; Pull-out and push-in of the pipe joints were reported and most of them were concentrated in areas close to the fault; No damage to the gas pipelines observed as no ground deformation observed in the pipeline route, but some secondary damages occurred where the pipeline was attached to the Wu-Shi bridge girder.	Suzuki et al[27]
1999	Kocaeli Earthquake	7.4	Some damages to buried pipelines reported; Most of the damages were due to fault movement and ground liquefaction.	Suzuki et al[27]
2002	Denali Earthquake	7.9	Trans-Alaska pipeline performed well leaving some minor permanent damages to the structural hardware.	Douglas et al[28]

Tabel C 0.5 Internationale schades verzameld door Dash en Jain (2007)

Uit de tabel met gegevens van ernstige aardbevingen volgen verschillende vormen van schade. Schade door de passerende aardbevingsgolven en schade door blijvende grondverplaatsingen worden gerapporteerd (afschuivende grondmassa's, verweking van de grond). Daarnaast wordt vaak ernstige vervolg schade gerapporteerd, waaronder branden bij gebroken gasleidingen en het niet meer functioneren van het hele transport netwerk.

Davis Barbet 2000

Davis en Barbet analyseren de schade bij een waterleidingennetwerk ten gevolge van de 1994 Northridge aardbeving. De maximale trillingssnelheid van de bodem varieerde van 500-1600 mm/s. Van de kleine diameter leidingen is er slechts één beschadigd, terwijl de grote diameter leidingen (D > 1 m) veel meer schade hebben. Opvallend is dat de verbindingen en dergelijke hier niet afzonderlijk genoemd worden als bijzondere risico factor.

Loeches 1995

Geeft aan dat uitsluitend het optreden van permanente verplaatsingen een probleem is, niet de aardbevingsgolven zelf. Dit is niet in lijn met de voorgaande bevindingen.

Conclusies literatuuronderzoek

Op basis van extrapolatie van de bestaande kennis voor zware natuurlijke aardbevingen kan verwacht worden dat bij het zwaarst verwachte type aardbeving het schade getal ongeveer 0.01 /km zal zijn, met andere woorden per 100 km leiding zal één schade geval optreden. Er

moet wel rekening gehouden worden met de situatie dat hierdoor wel onverwacht de capaciteit van het gehele netwerk kan worden aangetast. Verder bestaat de indruk dat de grote diameter leidingen kwetsbaarder zijn dan de kleine diameter leidingen. Het type leiding is relevant. De meeste schade wordt veroorzaakt door de permanente verplaatsingen als gevolg van de aardbevingen.
In de Eurocode 8 wordt onderscheid gemaakt tussen voorbijgaande tijdelijke grondbeweging en Permanente grondverplaatsing. Indien er geen risico aanwezig is op het optreden van permanente grondverplaatsing (dit volgt uit een studie naar de grond waarin de leiding is aangelegd) kan de leiding worden beoordeeld door middel van een studie naar de voorbijgaande tijdelijke grondverplaatsingen.
Bij deze studie dient aandacht te worden besteed aan:

- Optredende rek.
- Optredende buiging.
- Optredende hoekverdraaiing (bij koppelingen van gelede leidingen).

Ten aanzien van de optredende rek worden er maximale waarden genoemd voor een situatie met trek en een situatie met compressie voor stalen gelaste leidingen.

D Rapportage TNO

Technical Sciences
Van Mourik Broekmanweg 6
2628 XE Delft
Postbus 49
2600 AA Delft

www.tno.nl

T +31 88 866 30 00
F +31 88 866 30 10
infodesk@tno.nl

TNO-rapport

2013 R 10973
Aardbevingen: Quick Scan Kritieke Infrastructuur

Datum	8 juli 2013
Auteur(s)	Ir. J.M.J. Oostvogels Ir. J.H. Paulissen Ir. H. Burggraaf Dr.ir. S. Miraglia Ir. W. van Kanten-Roos Dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen Dr.ir. W.M.G. Courage
Exemplaarnummer	060-DTM-2013-01676
Oplage	
Aantal pagina's	39 (incl. bijlagen)
Aantal bijlagen	
Opdrachtgever	Deltares t.a.v. M. Korff Postbus 177 2600 MH, Delft
Projectnaam	Aardbevingen: quick scan kritieke infra
Projectnummer	060.04155/01.01

Inhoudsopgave

1 Inleiding

Naar aanleiding van de recente aardbevingen in Noord-Nederland heeft EZ aan Deltares gevraagd de (constructieve) veiligheid van een aantal constructies, onder aardbevingsbelastingen veroorzaakt door gaswinning, te beoordelen op basis van een quick-scan. Een deel van dit werk is aan TNO uitbesteed. De in dit rapport behandelde quickscans betreffen:

- Een middelgrote windturbine
- Een hoogspanningsmast
- Een zendmast
- Een kolom van een elektriciteit verdeelstation
- Een metselwerk gebouw van een gasverdeelstation.

De aanbieding, Ref [1], vermeldt over de werkwijze onder meer:
- Criterium is het bezwijken van de constructie
- Omdat er nog geen aan te houden piekgrondversnellingen vast liggen voor Groningen wordt in de omgekeerde volgorde gewerkt: bij welke piekgrondversnelling bezwijkt de constructie.
- Uitgaande van tekeningen en andere gegevens van de te onderzoeken constructies wordt de eerst eigenfrequentie van de constructie bepaald.
- Gebruik makend van deze eigenfrequentie, de massa van de constructie, een ductiliteitsfactor volgens EN 1998 en het response spectrum wordt de aardbevingsbelasting vervangen door een horizontale belasting op de constructie.
- Gekeken wordt afhankelijk van de doorsnede eigenschappen van de constructie bij welke piekgrondversnelling de constructie bezwijkt.

Bij de quickscan wordt de benaderende lateral force method (EN 1998). In de aanbevelingen worden de beperkingen van deze aanpak verder besproken.

Het gebruikte respons spectrum is een eerste voorlopige inschatting op basis van een aantal karakteristieke aardbevingssignalen zoals in Groningen gemeten gedurende de afgelopen jaren.

Bij de toetsingen op bezwijken is geen rekening gehouden met combinaties met overige belastingen.

2 Quickscan windturbine

2.1 Technische gegevens van de windturbine

De technische gegevens van de beschouwde middelgrote windturbine zijn vastgelegd in Ref 4.
De constructie is opgetrokken in staal S355, met een rekgrens van 355 MPa en een treksterkte van 470 tot 630 MPa. Een taps toelopende buiskolom, 44 meter hoog, draagt een gondel van 23000 kg. De wanddikte en de diameter verlopen van de basis (18 mm en 3.3 m) tot aan de gondel (10 mm en 2.1 m).

2.2 Eenvoudige verkennende calculaties van de windturbine

Er is een spreadsheet opgesteld waarin de wanddikte en diameter van de kolom per meter lineair zijn aangepast aan de gegevens.
De massa van de kolom is berekend; deze bedraagt 41930 kg. De constructie drukt met een gewicht van (M_{kolom} + M_{gondel}) x g op de basis. Dit levert een gewicht van de windturbine gelijk aan 637 kN.

Een analyse van de capaciteit leert dat de rekenwaarde van de vloeispanning wordt bereikt bij een buigend moment van 54.6 MNm. Echter, voor bezwijken zal plooien maatgevend zijn. Aan de voet heeft de windmolen een diameter van 3.3 m en een wanddikte van 18 mm. Daarmee komt de doorsnede in klasse 4 (NEN-EN 1993) te liggen. Een volledige toetsing op plooien wordt binnen deze quick-scan achterwege gelaten. Ter vereenvoudiging, wordt, op basis van toelaatbare rek, afgedwongen dat de doorsnede in klasse 3 blijft en dat een elastische toetsing volstaat. De eis van klasse 3, resulteert in een rekenwaarde van de spanning van 115 MPa (i.p.v. 355 MPa). Deze spanning wordt bereikt bij een buigend moment van 17.7 MNm.

2.3 Aannamen en beperkingen betreffende de windturbine

Aangenomen werd dat de diameter en de wanddikte lineair (met stappen van één meter) verlopen over de hoogte van de kolom en dat er geen tuien zijn toegepast. Bij gebrek aan gegevens is de bevestiging met bouten aan de fundatie niet belicht.

2.4 De eerste eigenfrequentie van de windturbine

De gondel wordt door een denkbeeldige veer (modale stijfheid k_{mod}) horizontaal op zijn plaats gehouden.
Om een idee te ontwikkelen van die veerstijfheid k_{mod} wordt uit gegaan van een horizontale kracht die aangrijpt op de gondel. Iedere (één meter lange) sectie van de kolom wordt belast met die dwarskracht en levert door buiging een verplaatsing van de gondel. De optelling van die verplaatsingsbijdragen levert uiteindelijk de stijfheid van de kolom: k_{mod} = 1.2 MN/m.
De modale massa wordt geschat op: $M_{mod} = M_{gondel} + 0.25M_{kolom}$ = 33500 kg.
De eerste eigenfrequentie van de windturbine bedraagt $f = (1/2\pi).\sqrt{(k_{mod}/M_{mod})}$ = 1 Hz en de periode bedraagt T = 1.04 s.

2.5 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling voor de windturbine

In het spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is voor de eerste buigmode de uitbuigingsvorm van de constructie genomen wanneer deze belast wordt gedacht door eigen gewicht. Dit leidt tot een ruimtelijke verdeling van de elastische vervorming s. Uit de proporties van verplaatsing en massa, s_i en m_i , kunnen hun bijdragen aan het moment aan de basis worden afgeleid. Die fracties zijn gelijk aan kracht F_i maal hoogte. De waarde F_b, de “base shear force” is de som van alle F_i. Door het gevonden moment aan de basis terug te brengen tot de al eerder berekende capaciteit (het toelaatbare moment) werd een toelaatbare waarde van F_b vastgesteld: F_b = 573 kN.
De base shear force F_b wordt gebruikt om in Ref [2] invulling te geven aan eq. 4.5, waarmee vervolgens het design-niveau S_d van de seismische activiteit wordt bepaald. Met een totale massa van 64930 kg levert dit voor de toelaatbare versnelling van de windturbine:

$S_d = 8.8\ m/s^2$.

Er is niet gecontroleerd of afbreken van de wieken of bezwijken van de bevestiging van de nacale aan de mast het maatgevende bezwijkmechanisme is.
Bij windmolens is vermoeiing vaak het maatgevende mechanisme voor het ontwerp van de mast. In deze studie is niet meegenomen het feit dat dit mechanisme de sterkte mogelijk al heeft doen afnemen.

2.6 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

Met behulp van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigentrillingstijd van de constructie is vervolgens de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling in een enkele richting te bepalen.

2.6.1 Ductiliteitsfactor

Op basis van de toegepaste lateral force method tijdens deze quickscan wordt conservatief uitgegaan van een ductiliteitsfactor q = 1.

2.6.2 Importance factor

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse IV (zie tabel 4.1 uit NEN-EN1998-6). Hiermee komt de importance factor op γ_I = 1.4.

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

Importance class	
I	Tower, mast or chimney of minor importance for public safety
II	Tower, mast or chimney not belonging in classes I, III or IV
III	Tower, mast or chimney whose collapse may affect surrounding buildings or areas likely to be crowded with people.
IV	Towers, masts or chimneys whose integrity is of vital importance to maintain operational civil protection services (water supply systems, an electrical power plants, telecommunications, hospitals).

(3) The importance factor γ_I = 1,0 is associated with a seismic event having the reference return period indicated in EN 1998-1:2004, **3.2.1**(3).

(4)P The value of γ_I for importance class II shall be, by definition, equal to 1,0.

(5)P The importance classes are characterised by different importance factors γ_I, as described in EN 1998-1:2004, **2.1**(3).

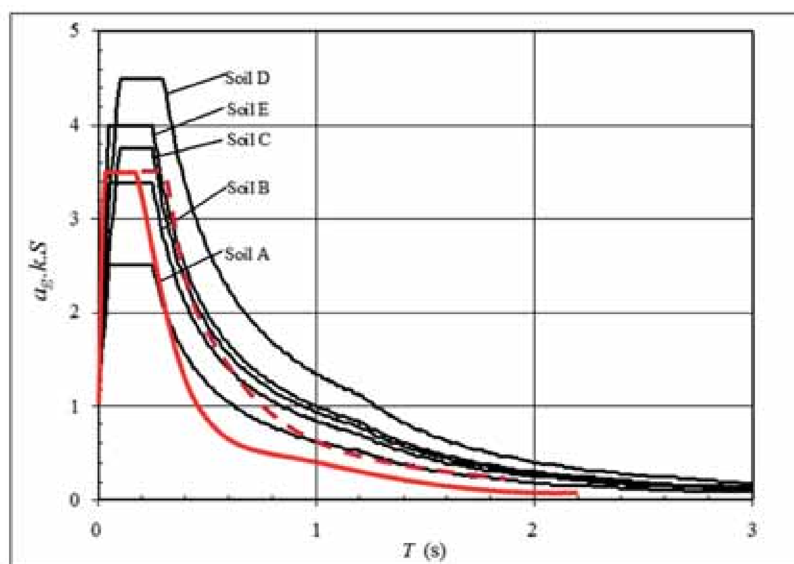
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, **2.1**(4)). The recommended values of γ_I for importance classes I, III and IV are equal to 0,8, 1,2 and 1,4, respectively.

2.6.3 *Demping*

Conform IEC 61400, Annex C (Wind Turbines, Design Requirements), wordt een dampingswaarde aangehouden van ζ=1%.

2.6.4 *Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum*

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie is bepaald op T1 = 1.04 s.



Figuur 2.1 Voorlopige inschatting van elastisch respons spectrum (bij ζ = 5% demping)

Voor het elastisch respons spectrum wordt de voorlopige aanname in Figuur 2.1 gevolgd. Daar is op basis van een aantal aardbevingssignalen afkomstig uit de

aardbevingen in Groningen de laatste jaren een schatting gemaakt voor het respons spectrum op basis van een één massa veer systeem met 5% demping. De dominante frequentie in de aardbevingen lijkt redelijk hoog te zijn, echter de mate waarin lagere frequenties een rol spelen is onzeker, vandaar de gestippelde lijn.

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 2.1 een waarde afgelezen van

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 0.6$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft

$$(S_e/a_g)_{1\%} = \eta\ (S_e/a_g)_{5\%}$$

$$\eta = \text{sqrt}(10/(5+ \zeta) = 1.29$$

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 0.775$$

Aangenomen wordt dat de designwaarde voor S_d bereikt wordt door het gelijktijdig in twee horizontale richtingen belasten van de windmolen met de aardbevingsbelasting:

$$S'_d = S_d/\sqrt{2} = 6.2\ m/s^2$$

De waarde van a_g komt daarmee op:

$$a_g = S'_d * q / 0.775 = 8.0\ m/s^2$$

Rekening houdend met de importance klasse leidt dit tot een toelaatbare referentiewaarde van de piekgrondversnelling $a_{g;eff}$ van:

$$a_{g;eff} = a_g / \gamma_I = 5.7\ m/s^2$$

3 Quickscan hoogspanningsmast

3.1 Technische gegevens van de hoogspanningsmast

De technische gegevens van de “verhoogde mast” zijn vastgelegd in Ref [5], daar wordt het voorbeeld opgevoerd van mast 34 in de verbinding Eemshaven-Meeden. Deze masten staan in het veld met een tussenruimte van 420 meter. Een indruk van de geometrie wordt verkregen uit Ref [6]. Daar wordt als materiaalkwaliteit aangegeven: “Fe 510 CFN, tenzij anders vermeld”. Dat is tegenwoordig grade S355 met een rekgrens van 355 MPa en een treksterkte van 470 tot 630 MPa.
De naar boven taps toelopende vakwerkconstructie, hoogte h = 96 meter, heeft een leeg gewicht van 1118 kN inclusief drie traverses (op hoogtes 68, 80 en 91 meter). Deze dragen bundels elektrische geleiders met een totaal gewicht van 346 kN per mast en bovendien 118 kN per mast aan klemmen en isolatoren. De gewichten daarvan, in totaal 464 kN, worden in een statische verticale calculatie vanzelfsprekend toegevoegd aan de drukkracht waarmee de fundatie belast wordt. De draden hebben slack en kunnen slingeren. Zij nemen dus niet zonder meer de horizontale seismische versnelling over. In geval van een aardbeving wordt slechts een kwart daarvan meegerekend bij de bepaling van horizontale krachten.

3.2 Eenvoudige verkennende calculaties van de hoogspanningsmast

Volgens de tekening staat de mast, met een totaalgewicht van 1613 kN,op acht in beton gestorte hoekstalen L180x180x16, met een gezamenlijke doorsnede van A = 0.0408 m^2. De statische drukspanning bedraagt σ_{druk} = 40 MPa.
Ref [5] vermeldt de volgende aannamen van Tennet over de windkracht die op de constructie inwerkt:

- De geleiders hebben een aanmerkelijke invloed door hun lengte van 420 meter per mast; de rekenwaarde van de windbelasting op de geleiders bedraagt dan per mast 695 kN aangrijpend op 80 meter hoogte.
- Voor de mast zelf wordt een rekenwaarde van de windbelasting van 500 kN aangenomen aangrijpend op 60 meter hoogte naar schatting.

In deze studie wordt uitgegaan van het feit dat deze aannamen correct zijn. Een verificatie dient dit nader uit te wijzen.
Aangenomen wordt dat stabiliteitsvragen afgedekt zijn zolang de aardbevingsbelasting beneden de windbelasting blijft. Daarom wordt deze maximale spanning ten gevolge van de windbelasting als maatgevend genomen ter bepaling van de capaciteit van de elektriciteitsmast. Het maximaal opneembare buigend moment wordt dan gesteld op 86 MNm.

3.3 Aannamen en beperkingen met betrekking tot de hoogspanningsmast

Aanname: de mast heeft een vierkant basis van 20 x 20 meter. Op de hoeken daarvan rust de mast op vier maal twee hoekprofielen L 180 x 180 x 16. Deze zijn loodrecht verondersteld, maar de werkelijkheid wijkt daar 5 à 8 graden van af. De verdeling van massa over de hoogte is benaderd.
Optelling van op tekening Ref [6] aangeduide massa’s levert mast (zonder circuits)= 104 10^3 kg. Ref [5] vermeldt 114 10^3 kg. Er is uitgegaan van 114 10^3 kg.

Beperkingen van de rekenwijze: er is geen aandacht geschonken aan stabiliteitsvragen. Er is aangenomen dat er voldoende anti-knik maatregelen in de constructie aanwezig zijn om ook tijdens een aardbeving voldoende stabiliteit te bieden, voor zover de aardbevingsbelasting beneden de windbelasting blijft.

3.4 De eerste eigenfrequentie van de hoogspanningsmast

De stijfheidswaarden en -verdelingen zijn voor de elektriciteitsmast op basis van de tekeningen binnen de randvoorwaarden van een quickscan moeilijk in te schatten. Daarom wordt uitgegaan van Appendix F van EN-1998-6:

(3) The fundamental frequency of these types of structure typically ranges from 0.5 Hz to 6 Hz. Single-pole types of structure have fundamental mode frequencies in the 0.5 Hz to 1.5 Hz range. H-frame structures have fundamental mode frequencies in the 1 Hz to 3 Hz ranges, with the lower frequencies in the direction normal to the plane of the structure and the higher ones in-plane. Four-legged lattice structures have fundamental mode frequencies in the 2 Hz to 6 Hz range. Lattice tangent structures typically have lower frequencies in this range; angle and dead end structures have higher frequencies in the range. These frequency ranges can be used to determine whether earthquake loading is likely to control the structural design of the tower. If it is, then a more detailed evaluation of the structure vibration frequencies and mode shapes should be performed.

Waarbij geconcludeerd wordt dat de frequenties in de range van 2 tot 6 Hz kunnen liggen.

3.5 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de hoogspanningsmast

In het spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is dezelfde weg gevolgd als in paragraaf 2.5. Door het gevonden moment aan de basis terug te brengen tot de al eerder berekende capaciteit (het toelaatbare moment) werd een toelaatbare waarde van F_b vastgesteld: F_b = 1196 kN. De base shear force F_b kan worden gebruikt om in Ref [2] invulling te geven aan eq. 4.5, waarmee vervolgens het design-niveau S_d van de seismische activiteit wordt bepaald. Met een totale massa van 114000 kg levert dit:

$S_d = 10{,}5$ m/s^2.

In deze studie is niet beschouwd:
- Het effect van het slingeren van de draden.
- Fundering: bij gekozen uitgangspunten voor de sterkte geldt dat deze ook zal voldoen; in geval van verweking van de ondergrond is er wel verlies van sterkte mogelijk.

3.6 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

Met behulp van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigentrillingstijd van de constructie is vervolgens de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling in een enkele richting bepaald.

3.6.1 *Ductiliteitsfactor*

Op basis van de toegepaste lateral force method tijdens deze quickscan wordt conservatief uitgegaan van een ductiliteitsfactor q = 1.

3.6.2 *Importance factor*

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse IV (zie tabel 4.1 uit NEN-EN1998-6). Hiermee komt de importance factor op γ_I = 1.4.

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

Importance class	
I	Tower, mast or chimney of minor importance for public safety
II	Tower, mast or chimney not belonging in classes I, III or IV
III	Tower, mast or chimney whose collapse may affect surrounding buildings or areas likely to be crowded with people.
IV	Towers, masts or chimneys whose integrity is of vital importance to maintain operational civil protection services (water supply systems, an electrical power plants, telecommunications, hospitals).

(3) The importance factor γ_I = 1,0 is associated with a seismic event having the reference return period indicated in EN 1998-1:2004, **3.2.1**(3).

(4)P The value of γ_I for importance class II shall be, by definition, equal to 1,0.

(5)P The importance classes are characterised by different importance factors γ_I, as described in EN 1998-1:2004, **2.1**(3).

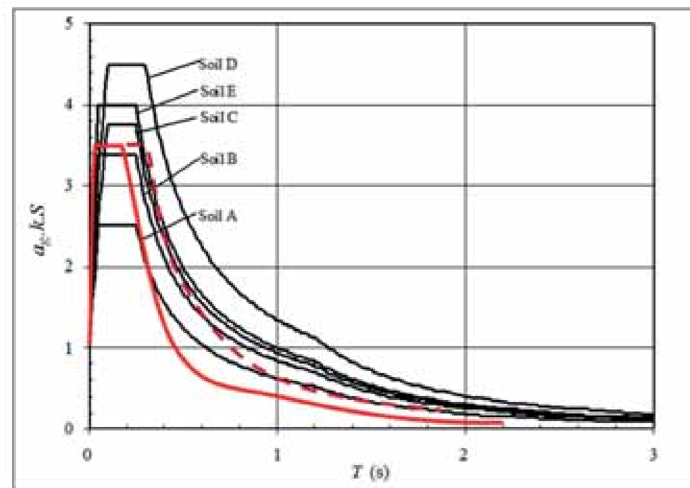
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, **2.1**(4)). The recommended values of γ_I for importance classes I, III and IV are equal to 0,8, 1,2 and 1,4, respectively.

3.6.3 *Demping*

Ook voor de hoogspanningsmast wordt een demping van 1% in rekening gebracht

3.6.4 *Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum*

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie wordt verwacht te liggen tussen 0.16 toot 0.5 [s].



Figuur 3.1 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij ζ = 5% demping)

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 3.1 een waarde afgelezen van

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 3.5$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft (zie paragraaf 2.6.4):

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 4.5$$

Aangenomen wordt dat de designwaarde voor S_d bereikt wordt door het gelijktijdig in twee horizontale richtingen belasten van de mast met de aardbevingsbelasting:

$$S'_d = S_d/\sqrt{2} = 7.4 \text{ m/s}^2$$

De waarde van a_g komt daarmee op:

$$a_g = S'_d * q / 4.5 = 1.6 \text{ m/s}^2$$

Rekening houdend met de importance klasse leidt dit tot een toelaatbare referentiewaarde van de piekgrondversnelling $a_{g;eff}$ van:

$$a_{g;eff} = a_g / \gamma_I = 1.2 \text{ m/s}^2$$

4 Quickscan Zendmast

4.1 Technische gegevens van de zendmast

De technische gegevens van de zendmast zijn ontnomen van “Statische Ontwerp Berekening; 52,50 meter vakwerkmast ten behoeven van ITO antenne systeem”, Ref [8].
De mast is een standaard staaf vakwerkmast met een hoogte van 52,5 m, welke is voorzien van een topbuis van ca. 3 meter.
De mast is opgebouwd uit zeven secties van 7,5 m. Deze secties zijn volledig gelast. De profielen zijn massieve ronde staven. De mast is voorzien van kabelstrippen aan de binnenkant en een valbeveiligingslijn langs de randstaaf. De voetmaat is een driehoek van 2,3 m; de topmaat is een driehoek van ,9 m.
De volgende antenne bezetting is in rekening gebracht:
Ten behoeve van C200:
1* K5516231 antenne op topbuis op 55,5 m hoogte
3* K751637 antennes op 52,5 m hoogte met onderlinge afstand van 5 m
Ten behoeve van GSM en DCS opstelling:
3* 739495 DCS antennes op 38,2 m hoogte
3* 739662 GSM antennes op 34,2 en 30,5 m hoogte
3* 739495 DCS antennes op 28,7 en 26,9 m hoogte

De materiaal kwaliteit is S355. De totale massa (inclusief antennes en kabels) bedraagt 8878 kg.

4.2 Aannamen en beperkingen met betrekking tot de zendmast

Voor de discretisering van de mast in secties met bijbehorende massa verdelingen worden dezelfde aannamen gedaan als in Ref. [8].
Aangenomen wordt dat stabiliteitsvragen afgedekt zijn zolang de aardbevingsbelasting beneden de windbelasting blijft. Daarom wordt het belasting effect ten gevolge van de windbelasting als maatgevend genomen ter bepaling van de capaciteit van de elektriciteitsmast. Het maximaal opneembare buigend moment wordt dan gesteld op 2.53 MNm (gebaseerd op rekenwaarde windbelasting).

4.3 De eerste eigenfrequentie van de zendmast

De eerste eigenfrequentie is, analoog aan Ref. [8], bepaald op 0.79 Hz.

4.4 Bepaling van de toelaatbare horizontale versnelling van de zendmast

In een spreadsheet is uitvoering gegeven aan de formule 4.10 uit Ref [2]. Hierbij is dezelfde weg gevolgd als in paragraaf 2.5. Door het gevonden moment aan de basis terug te brengen tot de al eerder berekende capaciteit (het toelaatbare moment) werd een toelaatbare waarde van F_b vastgesteld: F_b = 69 kN. De base shear force F_b kan worden gebruikt om in Ref [2] invulling te geven aan eq. 4.5, waarmee vervolgens het design-niveau S_d van de seismische activiteit wordt bepaald. Met een totale massa van 8878 kg levert dit:

$S_d = 7{,}8\ m/s^2$.

4.5 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

Met behulp van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigentrillingstijd van de constructie is vervolgens de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling in een enkele richting bepaald.

4.5.1 Ductiliteitsfactor

Op basis van de toegepaste lateral force method tijdens deze quickscan wordt conservatief uitgegaan van een ductiliteitsfactor q = 1.

4.5.2 Importance factor

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse IV (zie tabel 4.1 uit NEN-EN1998-6). Hiermee komt de importance factor op $\gamma_I = 1.4$.

Table 4.1 Importance classes for towers, masts and chimneys

Importance class	
I	Tower, mast or chimney of minor importance for public safety
II	Tower, mast or chimney not belonging in classes I, III or IV
III	Tower, mast or chimney whose collapse may affect surrounding buildings or areas likely to be crowded with people.
IV	Towers, masts or chimneys whose integrity is of vital importance to maintain operational civil protection services (water supply systems, an electrical power plants, telecommunications, hospitals).

(3) The importance factor γ_I = 1,0 is associated with a seismic event having the reference return period indicated in EN 1998-1:2004, **3.2.1**(3).

(4)P The value of γ_I for importance class II shall be, by definition, equal to 1,0.

(5)P The importance classes are characterised by different importance factors γ_I, as described in EN 1998-1:2004, **2.1**(3).

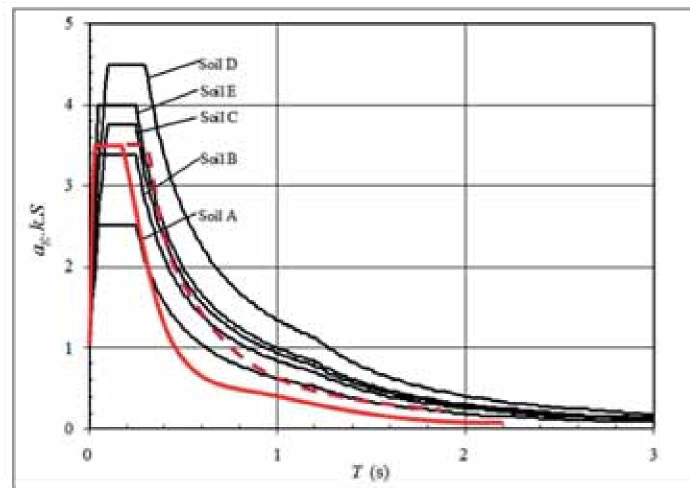
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to EN 1998-1:2004, **2.1**(4)). The recommended values of γ_I for importance classes I, III and IV are equal to 0,8, 1,2 and 1,4, respectively.

4.5.3 Demping

Ook voor de zendmast wordt een demping van 1% in rekening gebracht

4.5.4 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie bedraagt 1.26 s



Figuur 4.1 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij ζ = 5% demping)

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 4.1 een waarde afgelezen van

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 0.5$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft (zie paragraaf 2.6.4):

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 0.65$$

Aangenomen wordt dat de designwaarde voor S_d bereikt wordt door het gelijktijdig in twee horizontale richtingen belasten van de mast met de aardbevingsbelasting:

$$S'_d = S_d/\sqrt{2} = 5.5 \text{ m/s}^2$$

De waarde van a_g komt daarmee op:

$$a_g = S'_d * q / 0.65 = 8.5 \text{ m/s}^2$$

Rekening houdend met de importance klasse leidt dit tot een toelaatbare referentiewaarde van de piekgrondversnelling $a_{g;eff}$ van:

$$a_{g;eff} = a_g / \gamma_I = 6.1 \text{ m/s}^2$$

5 Quickscan kolom portaalverdeelstation

5.1 Technische gegevens van de kolom

Deze quickscan betreft de ronde staalkolom waarop 380kV isolatoren van de hoofdrail bevestigd zijn. In de documentatie wordt dit onderdeel aangeduid met BOUWSTEEN 420kV HOOFDRAIL STEUN (BOU.01.033). In de quickscan zijn de staalkolom en de ankerverbinding aan de voet van de kolom beschouwd.
Voor deze quickscan zijn de volgende bronnen gebruikt

- Statische berekening, berekening 033 – hoofdrailsteun, Bartels, 11-01-2011
- Tekening BOUWTEEN 420kV HOOFDRAIL STEUN, 13-12-2010
- Tekening BOUWTEEN 420kV STEUNIOLATOR PCC-C21-1800 KLASSE 4, 08-12-2010
- Tekening BOUWTEEN 420kV HOOFDRAILSTEUN STAALTEKENING, 01-03-2011
- NEN-EN1993-1-8
- NEN-EN 1998-1

5.2 Beperkingen

In deze quickscan is gekeken naar het bezwijken van de staalkolom en ankerverbinding aan de voet van de kolom. Hiervoor is een relatief eenvoudige rekenmethodiek uit NEN-EN 1998-1 gebruikt (zie aanpak).
De verbinding tussen de staalkolom en de isolator, de isolatoren zelf en de verbinding tussen de isolator en de hoofdrail zijn niet beschouwd. Beoordeling van het optreden van schade maakt geen onderdeel uit van deze quickscan. Het is dus goed mogelijk dat bij de berekende horizontale piekgrondversnellingen schade aan de constructie en/of isolatoren optreedt.

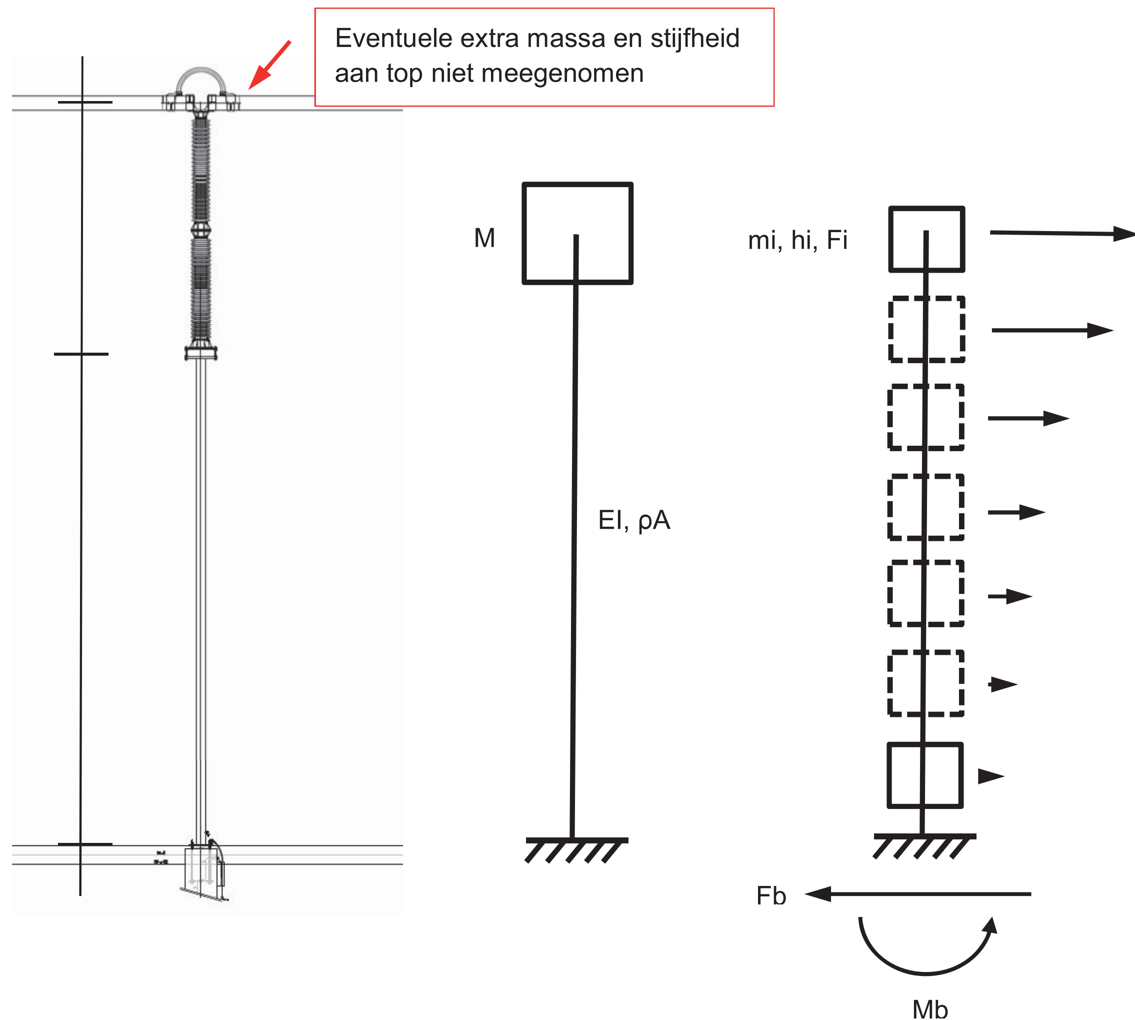
5.3 Aanpak

Om tot de horizontale piekgrondversnelling te komen waarbij de staalkolom en de ankerverbinding aan de voet bezwijken is vanuit de capaciteit van de beschouwde onderdelen teruggerekend naar een maximaal toelaatbare base shear veroorzaakt door de aardbeving aan de voet van de kolom. Met deze base shear is vervolgens de maximaal toelaatbare ontwerpwaarde van de resultante horizontale grondversnelling bepaald waarbij de constructie bezwijkt. Dit is gedaan aan de hand van de *Lateral Force Method of Analysis* uit NEN-EN 1998-1.
Aan de hand van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigen-trillingstijd van de constructie is de maximaal toelaatbare ontwerpwaarde van de horizontale grond-versnelling vertaald naar een maximale toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrond-versnelling in een enkele richting.

5.4 Uitgangspunten berekening

5.4.1 Schematisering van de constructie

Voor de berekening van de eerste eigenfrequentie en eerste eigentrilvorm is de constructie geschematiseerd tot een aan de voet ingeklemde ligger met aan het uiteinde een puntmassa (middelste plaatje in Figuur 5.1). De ligger heeft hierbij een verdeelde massa en constante stijfheid over de hoogte.
Voor de berekening van de maximaal toelaatbare base shear is de constructie geschematiseerd tot 12 puntmassa's (rechter plaatje in onderstaande figuur). De bijdrage van ieder van de 12 massa's aan de totale base shear en het moment aan de voet is hierbij geschaald aan de hand van het product van de massa en de uitbuiging van de trilvorm ter plaatse van de massa (formule 4.10 uit NEN-EN 1998-1).
Omdat geen gegevens beschikbaar zijn over eventuele extra massa en/of ondersteuning aan de top van de constructie zijn deze niet beschouwd in de berekening.



Figuur 5.1 Ontwerptekening en schematisering van de kolom voor de hoofdrailsteun

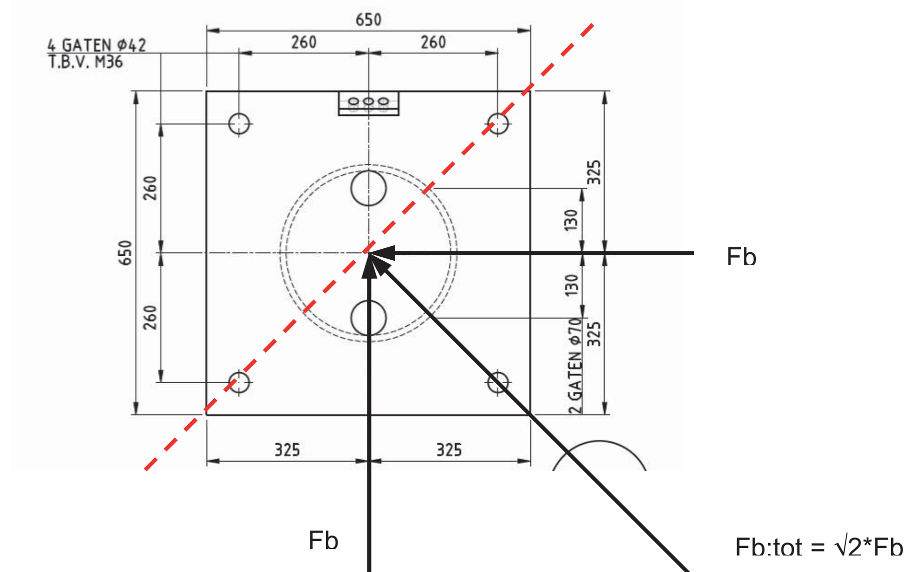
5.4.2 Capaciteiten ter plaatse van de kolomvoet.

De capaciteit van het stalen buisprofiel , de voetplaat en de las tussen het buisprofiel en de voetplaat zijn afgeleid uit de statische berekening van Bartels. Hierin wordt uitgegaan van de plastische moment capaciteit van het buisprofiel (Ø355.6-12.5mm, S235) en de voetplaat (650x650x50mm, S355).
Omdat de ankerverbinding bij horizontale aardbevingsbelasting over een andere as belast wordt dan in de statische situatie is de momentcapaciteit van de ankerverbinding over de schuine as bepaald. Hierbij is uitgegaan van de trekcapaciteit voor M36 (boutklasse 8.8) ankers met een gesneden draad conform NEN-EN 1993-1-8 tabel 4.3. Hiermee komt de rekenwaarde van de momentcapaciteit van de ankerverbinding op:

$$F_{t.Rd} = \frac{\alpha_{red.2} \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.85 \cdot 0.9 \cdot 800 \cdot 817}{1.25} = 400kN$$

$$M_{a.Rd} = F_{t.Rd} \cdot a = 400 \cdot 0.735 = 294kNm$$

Omdat de voetplaat van de ankerverbinding niet is ondersabeld treedt verder nog lokale buiging in de ankers op. Dit is in de berekening meegenomen door het deel van de ankers tussen de voetplaat en de betonnen poer te beschouwen als ligger belast op normaalkracht, dwarskracht en moment. Uit de berekening blijkt dat dit maatgevend is voor de capaciteit van de ankers. Effectief komt dit neer op een reductie van de capaciteit van de verbinding met circa 5%.



Figuur 5.2 Ontwerptekening en maatgevende belastingrichting van de voetplaat

De in deze quickscan aangehouden capaciteiten zijn opgenomen in Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Aangehouden capaciteiten in de quickscan

Onderdeel	Capaciteit
Momentcapaciteit buisprofiel (elastisch)	346kNm
Momentcapaciteit voetplaat (elastisch)	321kNm
Momentcapaciteit las kolom – voetplaat	353kNm
Momentcapaciteit ankerverbinding*	278kNm*
Dwarskrachtcapaciteit ankerverbinding	78.4kN

* Gereduceerd voor lokale buiging in de ankers

5.5 Berekening maximaal toelaatbare base shear

Op basis van bovenstaande capaciteiten en de rechter schematisering is de maximaal toelaatbare resultante base shear ten gevolge van de aardbevingsbelasting bepaald. Hierbij is zowel de situatie zonder als met combinatie met de kortsluitkracht beschouwd. Uit de berekening van Bartels volgt een moment van 182kNm tgv de kortsluitkracht. In de berekening is dit moment afgetrokken van capaciteit ter plaatse van de kolomvoet. Dit resulteert in de onderstaande maximaal toelaatbare base shear, hierbij wordt opgemerkt dat de momentcapaciteit van de ankers maatgevend is.

- Zonder combinatie met kortsluitkracht Fb;tot;max = 31.0kN
- Met combinatie met kortsluitkracht Fb;tot;max;r = 12.3kN

5.6 Berekening maximale horizontale versnelling

Uit de totale massa van de constructie volgt vervolgens de maximale ontwerpwaarde van de resultante horizontale grondversnelling (NEN-EN1998-1 formule 4.5). Met een totale masa van 1735kg komt deze op:

- Zonder combinatie met kortsluitkracht $S_d = 17.6m/s^2$
- Met combinatie met kortsluitkracht $S_d = 7.0m/s^2$

5.7 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling

Met behulp van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigentrillingstijd van de constructie is vervolgens de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling in een enkele richting bepaald.

5.7.1 *Ductiliteitsfactor*

Omdat de ankers maatgevend zijn is hierbij uitgegaan van een ductiliteitsfactor van q = 1.0. Hierbij wordt wel opgemerkt dat het vloeimoment van het buisprofiel en de voetplaat lager is dan de momentcapaciteit van de ankerverbinding. Het is dus waarschijnlijk dat voordat de ankerverbinding bezweken is enige vloei heeft opgetreden in het buisprofiel en/of de voetplaat. Dit geeft mogelijk aanleiding tot het aanhouden van een iets hogere q-factor. Om dit te kunnen onderbouwen zal echter een fysisch niet-lineaire berekening uitgevoerd moeten worden. Dit valt buiten de scope van deze quickscan dus er is conservatief uitgegaan van een q-factor van 1.0.

5.7.2 *Importance factor*

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van klasse III en klasse IV (zie tabel 4.3 uit NEN-EN1998-1 op de volgende pagina voor een indruk van het type constructies dat hierin valt). Hiermee komt de importance factor op γ_I = 1.2 en γ_I = 1.4 voor respectievelijk klasse III en IV.

Table 4.3 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.

NOTE Importance classes I, II and III or IV correspond roughly to consequences classes CC1, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, Annex B.

(5)P The value of γ_I for importance class II shall be, by definition, equal to 1,0.

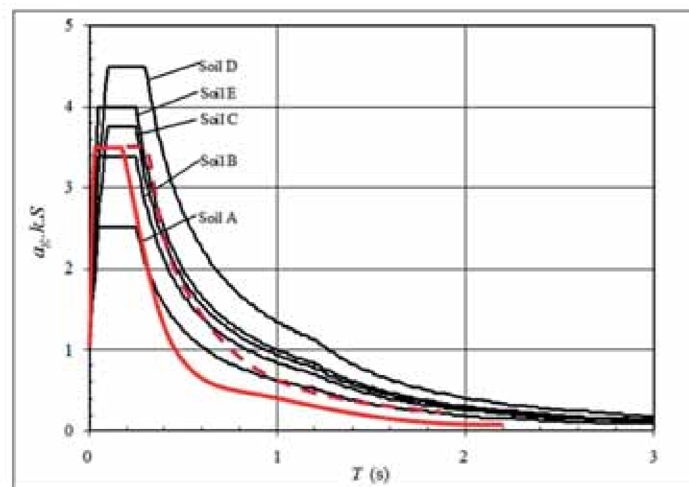
NOTE The values to be ascribed to γ_I for use in a country may be found in its National Annex. The values of γ_I may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions and on public safety considerations (see Note to **2.1(4)**). The recommended values of γ_I for importance classes I, III and IV are equal to 0,8, 1,2 and 1,4, respectively.

5.7.3 *Demping*

Omdat de kolom bestaat uit een stalen buis zonder verbindingen (behalve bij de voet en bij de verbinding met de isolator), wordt een dempingsmaat aangehouden van ζ = 1%.

5.7.4 *Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum:*

Aan de hand van de linker schematisering in Figuur 5.1 wordt een eerste eigenfrequentie van 2.06 Hz berekend. Hieruit volgt een eerste eigentrillingstijd van T1 = 0.5s.



Figuur 5.3 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij ζ = 5% demping)

De afgelezen waarde uit Figuur 5.3 bedraagt dan

$$(S_e/a_g)_{5\%} = 2.0$$

Deze waarde gecorrigeerd naar een demping van 1% geeft (zie paragraaf 2.6.4):

$$(S_e/a_g)_{1\%} = 2.6$$

Op basis van deze uitgangspunten geeft de onderstaande tabel de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling $a_{g;eff}$ in een enkele richting. Hierbij zijn zowel de waardes voor zonder combinatie met de kortsluitkracht als met combinatie met de kortsluitkracht gegeven.

Tabel 5.2 Toelaatbare referentiewaarden van toelaatbare piekgrondversnelling $a_{g;eff}$ [m/s^2]

$a_{g;eff}$ [m/s^2]		**$(Se/a_g)_{1\%}$**
		2.6
γ_I [-]	**1.2 [-]**	4.0 / 1.6*
	1.4 [-]	3.5 / 1.4*

* bij combinatie met kortsluitkracht

6 Quickscan metselwerk verdeelstation

Deze studie is gedeeltelijk in de Engelse taal gerapporteerd.

6.1 Description of the structure

The structure is made of two buildings on one level and connected only through the foundations (ring concrete beam). In addition, both buildings have two main walls in one direction that could give quite a large contribution to the capacity, but the structure has no rigid slab/ or concrete ring on the top edge that connects the walls. Therefore, the walls cannot behave as a box-structure and the displacements on the top of the structure cannot be considered to be the same at the top edge of every wall. Indeed, the roof is made of a slender system of steel primary beams (4xHE200A and 1xHE240A) and solid wood purlins (14 purlins 75x175mm each structure) simply supported and positioned on the top edge of the walls. The drawings in Figure 6.1 to Figure 6.3 show the geometry of the two structures, the weight influence area on the primary beams and the schematization and numbering of the walls.

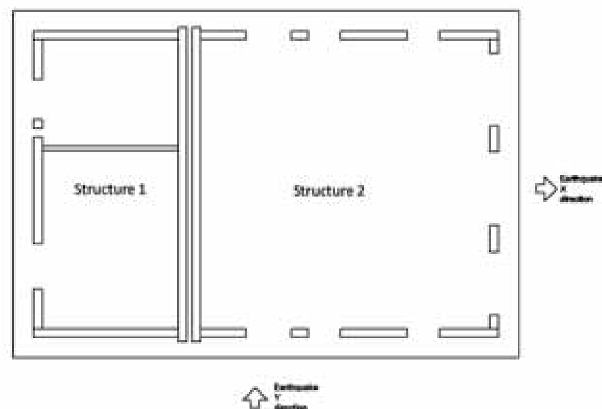


Figure 6.1. Drawing of the geometrical configuration of the two structures.

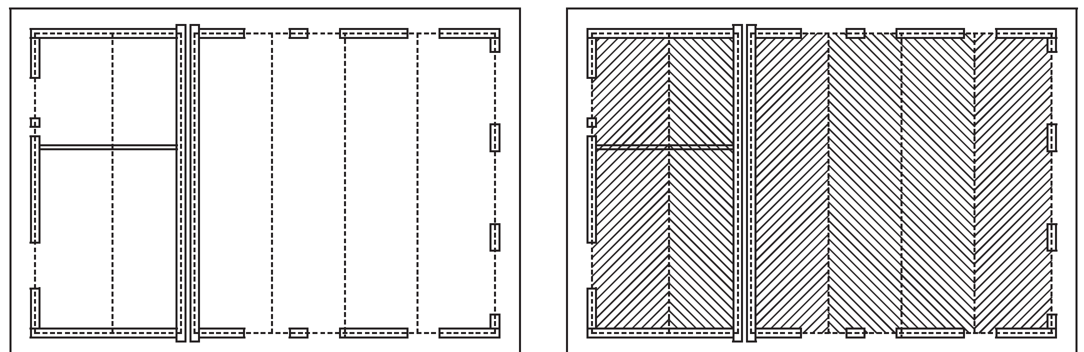


Figure 6.2. Drawing of the position of primary beams on the two structures and influence areas of the roof weight for the primary beams.

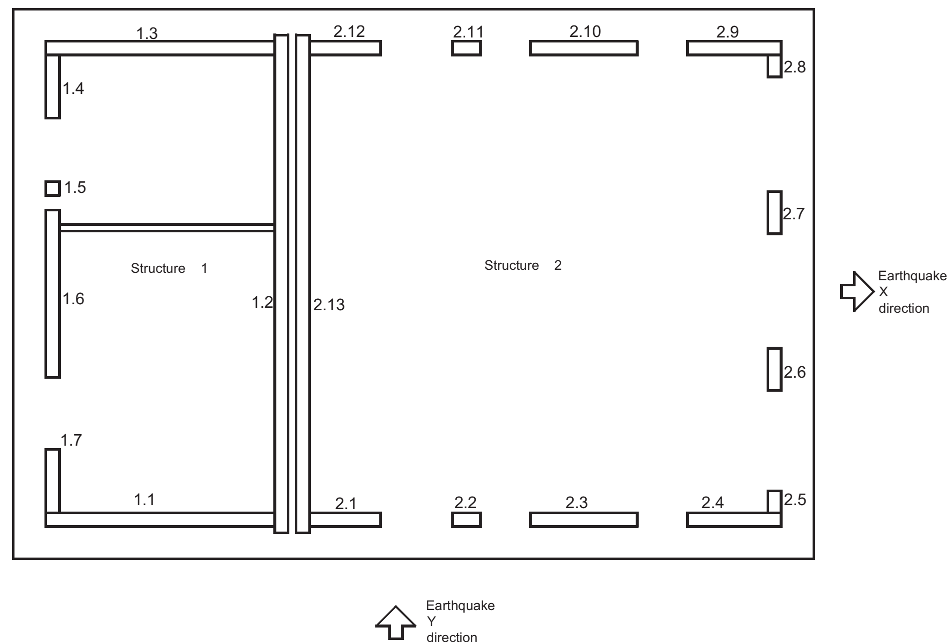


Figure 6.3. Numbering the walls of the two structures.

The two structures are built with unreinforced brick masonry in flemish bond configuration.
In Table 6.1 the properties of the masonry are summarized. They are based on the information given in ref. [9] and relevant paragraphs of NEN-EN 1996-1-1/NB and NEN 6790.
The depth of the masonry walls is 210 mm.

Table 6.1. Mechanical properties of the masonry

Bricks	f_{cm} [MPa], mean compressive strength	15
	$f_{vk} = \min(0.3 + 0.4 \cdot f_{ck}; 0.065 \cdot f_{cm})$ [MPa], characteristic shear strength The lower bound $0.065 \cdot f_{cm}$ is considered	0.975
	$E = 700 \cdot f_{ck}$ [MPa], elastic modulus	4812.03
	$G \approx 0.4 \cdot E = 400 \cdot f_{ck}$ [MPa], secant tangent modulus	1924.8
	ρ [kg/m^3], specific weight	2100
Mortar M15	f_{mk} [MPa] mortar characteristic strength	7.5
	f_{mm} [MPa] mortar mean strength	12
Bricks+Mortar	$f_{ck,d} = 1.3 \cdot \left(k \cdot f_{ck}{}^{0.65} \cdot f_{cmk}^{0.25}\right)/1.7$ [MPa] with k=0.6 for few porosity brick and cement mortar $f_{ck,d}$ is the design value of the compressive strength	4.96
	$f_{vk,d} = f_{vk}/1.7$ is the design value of the shear strength [MPa]	0.57

The roof is built with simple supported steel primary beams and solid wood purlins.
A layer of isolation material is also present.
The weight properties and sections are listed in Table 6.2.

Table 6.2. Roof material weights and elements

Steel primary beams 4xHE200A 1xHE240A	ρ_{HE200A} [kN/m], linear weight	0.423
	ρ_{HE240A} [kN/m], linear weight	0.600
	L_{s1} [m], span on str.1	7.5
	L_{s2} [m], span on str.2	7.5
Solid wood purlins C18 Cross Section 75x175mm	ρ_{sw} [kN/m^3], specific weight	3.8
	L_{sw1} [m], span on str.1	3.75
	L_{sw2} [m], span on str.2	7.5
Isolation	wi [kN/m^2], weight	0.4

6.2 Model and computation

The seismic mass that can be excited during an earthquake is given by the mass of the roof and walls. Due to the fact that no box-behavior is possible, it is not possible to consider the total mass as applied as one lumped mass on the top of the entire structure but we can consider a lumped mass proportional to dead weight load transferred by the primary beams to the walls according to the influence area (see Figure 6.2).
The primary beams are supported and located on the following walls: 1.1, 1.2, 1.3; 2.1, 2.3, 2.4, 2.9, 2.10, 2.12 and 2.13. The value of dead load transferred from the roof to the walls is listed in Table 6.3.
Table 6.3 also lists the geometric dimensions (*ax, ay, h*) of the walls in direction x and *y* (see Figure 6.1), the self-weight and the total seismic mass on the top of each wall.
It is legitimate to point out that in the modeling of the system and computing the seismic lumped mass that has to be positioned on the top of the wall, the mass of the wall is conventionally considered as half the total mass of the wall.

Table 6.3 Mass properties

Panels	Load from roof [kN]	ax [m]	ay [m]	h [m]	masonry [N/m³]	Self-weight W [N]	Total mass = W/g [kg]
1.1	5,050	3,750	0,210	3,770	2100	3117,319	3622,319
1.2	10,100	0,210	7,500	3,770	2100	6234,638	7244,638
1.3	5,050	3,750	0,210	3,770	2100	3117,319	3622,319
1.4	0,000	0,210	0,770	3,770	2100	640,089	640,089
1.5	0,000	0,210	0,210	3,770	2100	174,570	174,570
1.6	0,000	0,210	3,740	3,770	2100	3109,006	3109,006
1.7	0,000	0,210	0,770	3,770	2100	640,089	640,089
Panels	Load from roof [kN]	ax [m]	ay [m]	h [m]	masonry [N/m3]	Self-weight W [N]	Total mass = W/g [kg]
2.1	0,000	1,100	0,210	3,770	2100	914,414	914,414
2.2	0,000	0,430	0,210	3,770	2100	357,453	357,453
2.3	9,184	2,420	0,210	3,770	2100	2011,710	2930,110
2.4	5,050	1,090	0,210	3,770	2100	906,101	1411,101
2.5	0,000	0,210	0,340	3,770	2100	282,637	282,637
2.6	0,000	0,210	0,650	3,770	2100	540,335	540,335
2.7	0,000	0,210	0,650	3,770	2100	540,335	540,335
2.8	0,000	0,210	0,440	3,770	2100	365,765	365,765
2.9	5,050	1,090	0,210	3,770	2100	906,101	1411,101
2.10	9,184	2,420	0,210	3,770	2100	2011,710	2930,110
2.11	0,000	0,430	0,210	3,770	2100	357,453	357,453
2.12	0,000	1,100	0,210	3,770	2100	914,414	914,414
2.13	10,100	0,210	7,500	3,770	2100	6234,638	7244,638

To compute the maximum acceleration that the structure can stand in case of earthquake, we model the masonry wall structures as single degree of freedom systems. We assume a 5% equivalent viscosity-damping factor.
The walls can be modeled as a system of vertical elements represented by the continuous vertical panels between the openings. The roof structure cannot be considered as rigid slab neither a stiff ring-beam on the top edge of the panels is present. Therefore it is not possible to consider a box behavior for the walls of the structure. The behavior of the walls can be modeled as shown in Fig. 6.5.
Fig. 6.5 (a): let us consider one direction of the earthquake action *V*, the structure has to stand the horizontal force in of the main direction of the wall;
Fig. 6.5 (b): the wall in the direction of the horizontal force *V* is divided in wall bays (*wb*) and connection panels (*p*) that assure that the walls together have the same displacement on the top under the force *V*; this is also assumed to be assured by the roof structure.
Fig. 6.5 (c): the wall bays behave together as vertical cantilevers with a swing as additional constraint at the top.
The wall bays have the same displacement on the top (for each separate direction *x, y* of the horizontal force) and the system of bay walls react with an inertial force proportional to sum of the elastic lateral stiffness of the bay walls $K = \sum 12EI/h^3$.

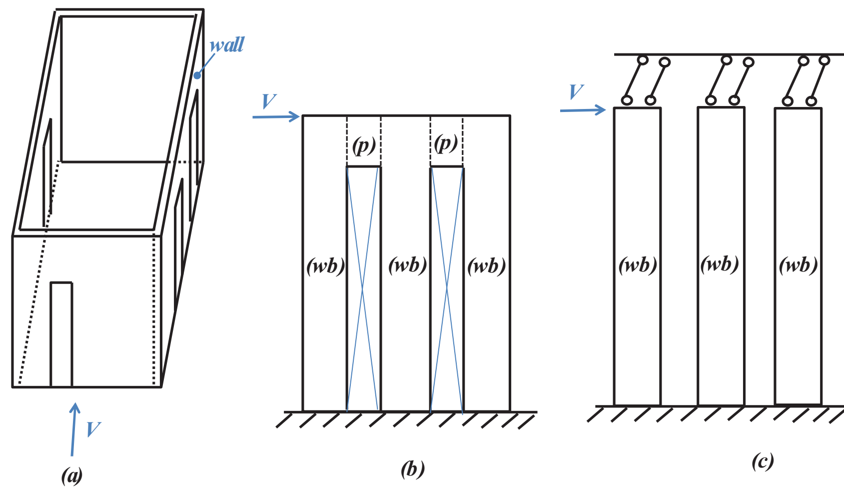


Figure 6.5. Behavior of masonry bay walls

In the expression of the lateral stiffness *K, E* is the elastic modulus of the material and *I* is the elastic second moment of inertia respect to the direction of the seismic action.
Therefore, for each direction *x,y* we need to compute the wall characteristic curve *V-d* in elastic field, where *V* is the horizontal force on the top of the wall and d is the displacement under the force *V*. For each bay wall the maximum horizontal force *V* and the associated displacement *d* are computed. The maximum force *V* is computed from the resistance domain of the masonry wall as further explained in the next section. The displacement *d* is computed according to eq.(1), where *h* is

the height of the wall, *G* is the shear elastic modulus, *A* is the cross section of the wall and $\chi = 1.2$.

$$d = \chi \frac{V \cdot h}{G \cdot A} + \frac{V \cdot h^3}{12EI} \qquad (1)$$

The three bay walls work together. The bay walls are connected at the top and undergo the same displacement at this location. Therefore the maximum elastic displacement of the system will correspond to the displacement until failure of the weakest bay wall. The maximum allowable displacement of the weakest bay wall is governing the response of the system and thereby the shear forces in each of the three bay walls. Summing up these shear forces provides us the maximum allowable shear force.

Example: we assume that the left bay wall of Fig. 6.6 is the weakest one and has a displacement *d1* under the maximum force *V1*. The maximum horizontal force associated to the system of bay walls is the sum of the horizontal forces on the panels computed based on that minimum value of the displacement *d1* (see Fig. 6.6).

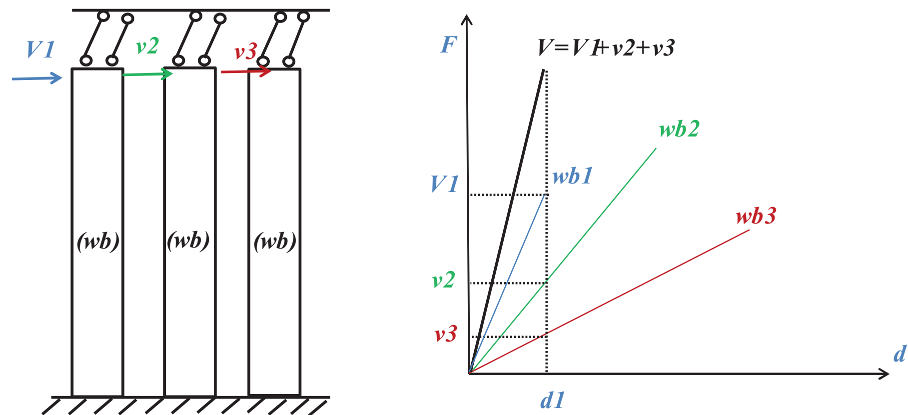


Figure 6.6. Graphical computation of maximum horizontal force of the system of bay walls

6.3 Computation of maximum capacity

The maximum horizontal force that the two structures can stand corresponds to the minimum force that the weakest masonry wall bay can stand. The computations are done for the model in the two separate orthogonal directions (*x,y*) of the building (see Figure 6.1) . Therefore, we can compute two separate models for each direction and two different values of the acceleration in the two directions.

The maximum horizontal force is computed only in a linear elastic analysis at this stage of the study.
The maximum horizontal force *V* on the top of each bay wall is given by the minimum between the shear computed according to Eq.(2) for bending failure and Eq.(3) for pure shear failure.

$$V = \begin{cases} N_u \frac{b}{h}\left[\left(\frac{N}{N_u}\right) - \frac{4}{3}\left(\frac{N}{N_u}\right)^2\right], if\ 0 < \left(\frac{N}{N_u}\right) < \frac{1}{2} \\ \frac{N_u}{3}\frac{b}{h}\left[1 - \left(\frac{N}{N_u}\right)\right], if\ \frac{1}{2} < \left(\frac{N}{N_u}\right) < 1 \end{cases} \tag{2}$$

$$V = b \cdot s \cdot \tau_d \sqrt{\left(1 + \frac{N/A}{1.5 \cdot \tau_d}\right)} \tag{3}$$

Here, *N* is the vertical load, *b* is the cross section width in the direction of the *V* force (indicated as *ax* and *ay* in Table 6.3), *s* is the depth of the cross section, *h* is the height of the panel, *A* is the area of the cross section, $N_u = b \cdot s \cdot \sigma_d$ is the maximum compression vertical force on the panel, σ_d and τ_d are respectively compression and shear design strength of the masonry.
The characteristic floor curves for the two buildings are shown in Fig. 6.6 to Fig. 6.9 (both floor characteristic curves in black and blue thick lines and single panels curves) for the two main direction (*x,y*) of the horizontal force *V*.

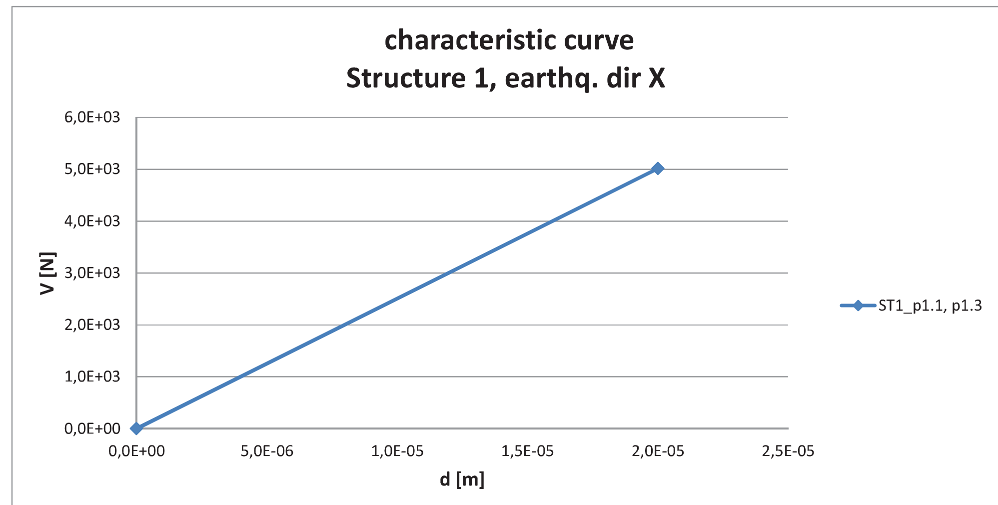


Figure 6.6. Floor characteristic V-d curve structure 1; x-direction

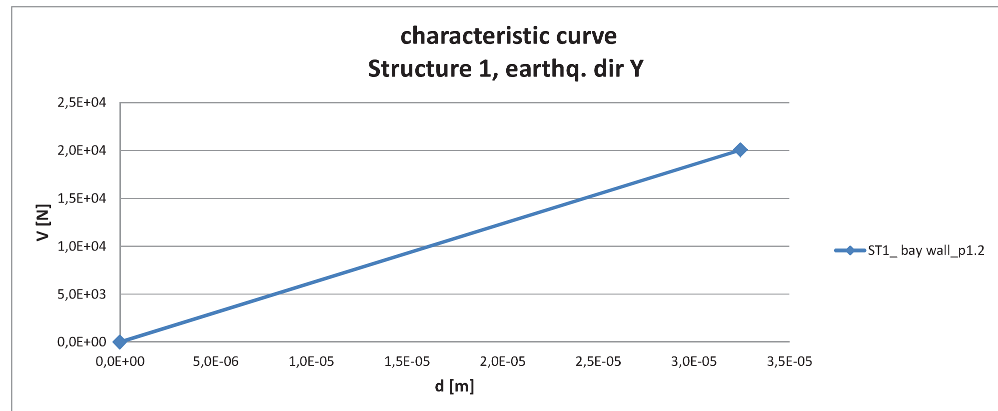


Figure 6.7. Floor characteristic V-d curve structure 1; y-direction, bay wall 1.2

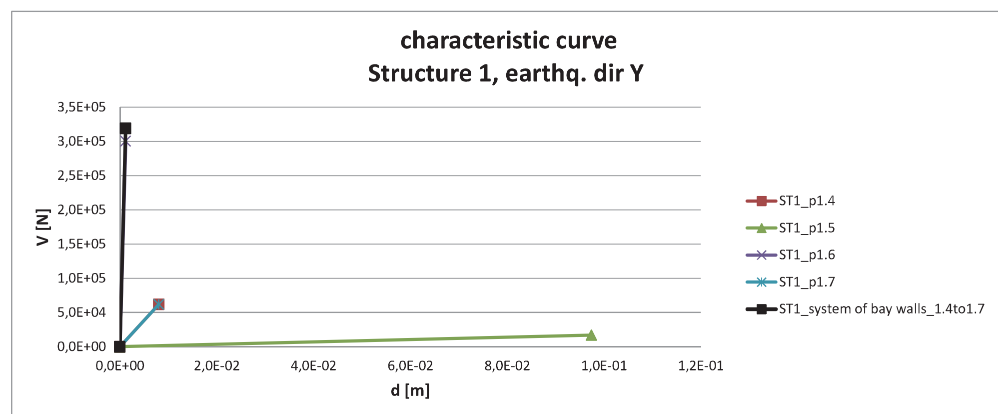


Figure 6.8. Floor characteristic V-d curve structure 1; y-direction; other bay walls

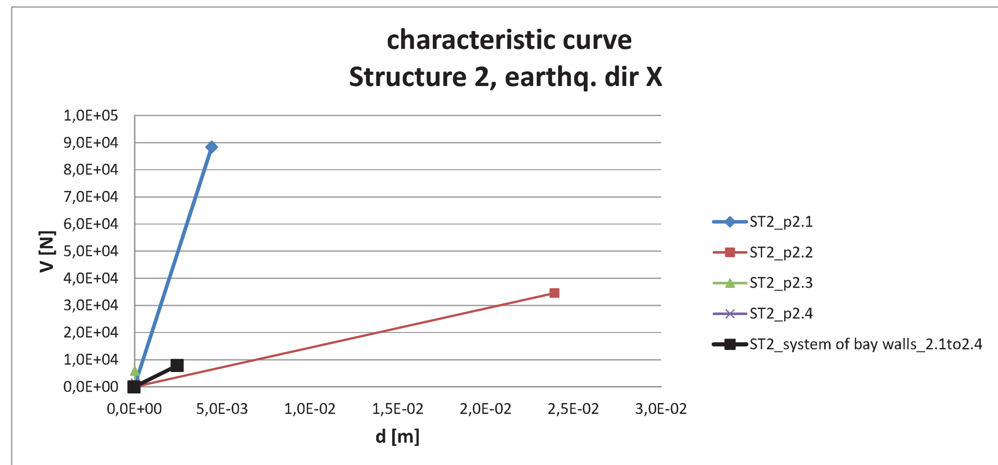


Figure 6.9. Floor characteristic V-d curve structure 2; x-direction

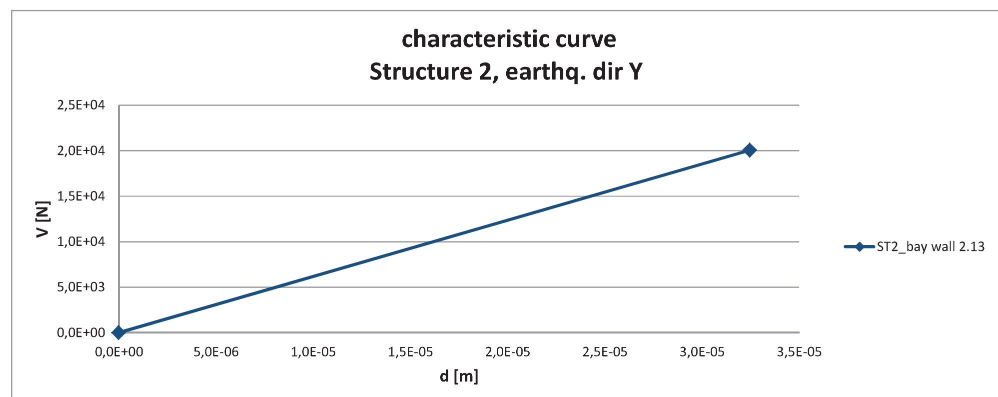


Figure 6.10. Floor characteristic V-d curve structure 2; y-direction, bay wall 2.13

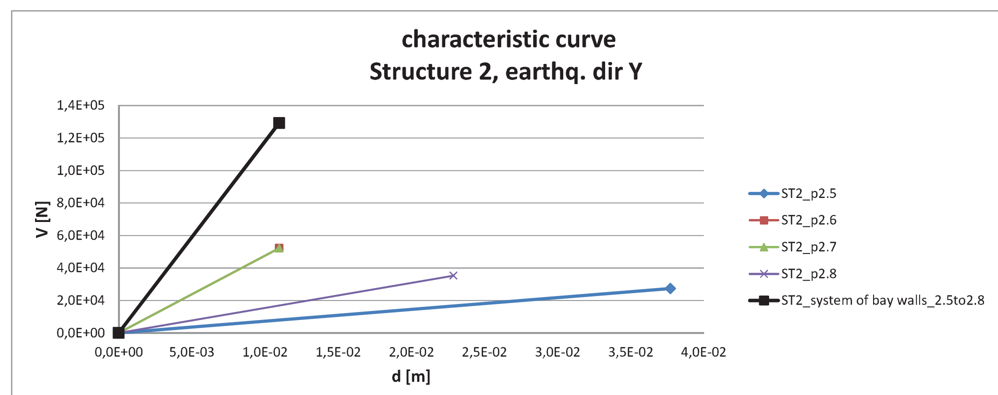


Figure 6.11. Floor characteristic V-d curve structure 2; y-direction, other bay walls

6.4 Calculation maximum accelerations

According to the values of maximum horizontal force V on the elastic characteristic curve the maximum acceleration in the two main direction x and y are summarized in Table 5.5. These values are based on the capacity of the weakest combination of bay walls in each direction.

Tabel 5.4 Toelaatbare versnellingen

Building	S_d [m/s²], X direction	S_d [g], X direction	S_d [m/s²], Y direction	S_d [g], Y direction
1	1.38	0.141	2.76	0.28
2	1.4	0.143	2.76	0.28

6.5 Berekening maximaal toelaatbare referentiewaarde horizontale piekgrondversnelling:

Met behulp van een inschatting van het elastic response spectrum in Groningen en de eerste eigentrillingstijd van de constructie is vervolgens de maximaal toelaatbare referentiewaarde van de horizontale piekgrondversnelling in een enkele richting bepaald.

6.5.1 Ductiliteitsfactor

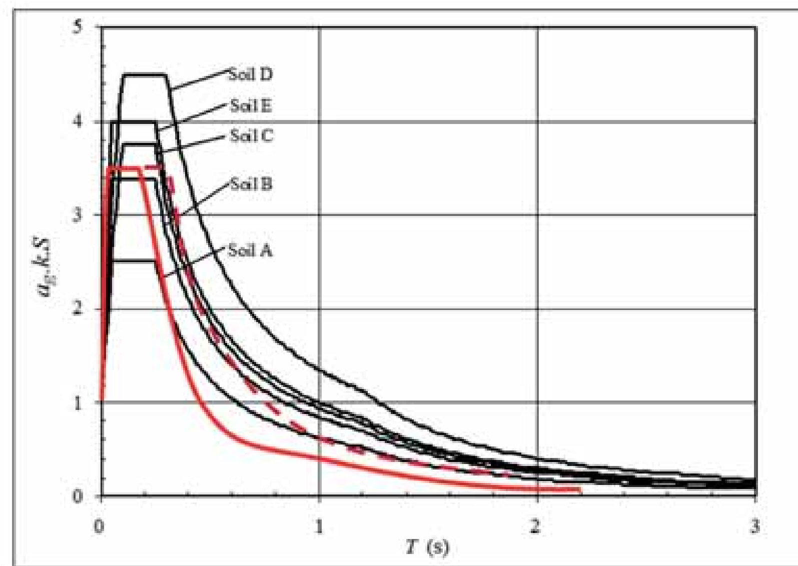
Op basis van de toegepaste lateral force method tijdens deze quickscan wordt conservatief uitgegaan van een ductiliteitsfactor q = 1.5 volgens EN 1998 voor metselwerk.

6.5.2 Importance factor

Ten aanzien van de aan te houden importance factor is uitgegaan van γ_I = 1.0.

6.5.3 Eigentrillingstijd en aflezing elastic response spectrum

De trillingstijd van de eerste eigenfrequentie wordt verwacht te liggen tussen 0.1 en 0.5 [s].



Figuur 6.10 Voorlopige inschatting van elastisch response spectrum (bij ζ = 5% demping)

Op basis van deze trillingstijd wordt in Figuur 6.10 een waarde afgelezen van

$$S_e/a_g = 3.5$$

Aangenomen wordt dat de designwaarde voor S_d bereikt wordt door het belasten van het gebouw in de zwakke richting met de aardbevingsbelasting:

$$S_d = 1.38 \text{ m/s}^2$$

De waarde van a_g komt daarmee op:

$$a_g = S_d * q / 3.5 = 0.6 \text{ m/s}^2$$

Rekening houdend met de importance klasse leidt dit tot een toelaatbare referentiewaarde van de piekgrondversnelling $a_{g;eff}$ van:

$$a_{g;eff} = a_g / \gamma_I = 0.6 \text{ m/s}^2$$

Deze waarde betreft een eerste conservatieve inschatting.

Twee aanvullende analyses worden voorgesteld:
- Een beter begrip voor de constructie kan verkregen worden door een niet-lineaire ‘push over’ berekening uit te voeren. Het gunstig werkende niet-lineaire plastisch gedrag van de constructie wordt zo in rekening gebracht.
- De mate waarin de gebouwconstructie samenwerkt in een doosconstructie dient nader vastgesteld te worden.

7 Conclusies

Er zijn berekeningen uitgevoerd aan een middelgrote windturbine en aan een verhoogde hoogspanningsmast, een zendmast, een kolom van een elektriciteit verdeelstation en een gebouw van een gas verdeelstation, om een indruk te verkrijgen hoe deze zullen reageren op seismische invloeden.
Er is getoetst op bezwijken en niet op schade. Bij de toetsingen op bezwijken is geen rekening gehouden met combinaties met overige belastingen.

De beschouwde windturbine is getoetst op een maximaal moment aan de kolomvoet. Het maatgevende bezwijkmechanisme wordt geacht plooien te zijn. In deze quickscan is de plooicapaciteit bepaald door af te dwingen dat de doorsnede aan de kolomvoet in klasse 3 ligt, met een toelaatbare rekenspanning van 115 MPa. De bij een aardbeving toelaatbare aangrijpingskracht horizontaal bedraagt dan 573 kN. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale respons versnelling van 8.8 m/s^2. Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 5.7 m/s^2

Voor de hoogspanningsmast is getoetst op het niet overschrijden van de windbelasting. De bij een aardbeving toelaatbare aangrijpingskracht horizontaal bedraagt dan 1196 kN. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale respons versnelling van 10.5 m/s^2. Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 1.2 m/s^2

Ook voor de zendmast is getoetst op het niet overschrijden van de windbelasting. De bij een aardbeving toelaatbare aangrijpingskracht horizontaal bedraagt dan 69 kN. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale respons versnelling van 7.8 m/s^2. Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 6.1 m/s^2

Voor de kolom van de hoofdrailsteun is in deze quickscan het bezwijken van de staalkolom en de ankerverbinding ter plaatse van de voet van BOUWSTEEN 420kV HOOFDRAILSTEUN door aardbevingsbelasting beschouwd. Eventueel bezwijken van andere onderdelen en optreden van schade is niet beoordeeld. Omdat geen gegevens beschikbaar waren is in de quickscan geen rekening gehouden met eventuele extra massa en/of ondersteuning aan de top van de constructie.
De quickscan concludeert dat de resultante base shear veroorzaakt door een aardbeving maximaal 31 kN mag bedragen. De momentcapaciteit van de ankerverbinding is hierbij maatgevend. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare resultante horizontale respons versnelling van 17.6m/s^2. Indien de effecten van de aardbevingsbelasting gecombineerd moeten worden met effecten van de kortsluitkracht neemt dit af naar respectievelijk 12.3 kN en 7.0 m/s^2.
Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd en importance class IV komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 3.5 m/s^2. Indien gecombineerd moet worden met de kortsluitkracht neemt dit af naar 1.4 m/s^2.

Voor het metselwerk gebouw van het verdeelstation is getoetst op buiging en dwarskracht in het metselwerk. Dit resulteert in een maximaal toelaatbare horizontale versnelling van 1.38 m/s^2. Uitgaande van aflezing van het ingeschatte elastic response spectrum bij de eerste eigentrillingstijd komt de maximaal toelaatbare referentiewaarde van horizontale piekgrond-versnelling op 0.6 m/s^2.

De maximaal toelaatbare respons versnellingen, op basis de quick scan, staan weergegeven in Tabel 7.1.

Tabel 7.1 Maximaal toelaatbare responsversnellingen op basis van de quick scan

constructie	f_{eigen} **[Hz]**	S_d **[m/s2]**	**Opmerking**
windturbine	1.0	8.8	Vloei voet mast beschouwd
hoogspanningsmast	2 à 6	10.5	Wind ontwerpbelasting gebruikt als maat voor ontwerpsterkte
zendmast	0.79	7.8	Wind ontwerpbelasting gebruikt als maat voor ontwerpsterkte
verdeelstation	2.06	7 – 17.6	Alleen ontwerpsterkte voor bezwijken staander beschouwd. Met kortsluitkracht: 7 m/s^2 Zonder kortsluitkracht: 17.6 m/s^2
metselwerk	2 à 10 (schatting)	1.38	Gebaseerd op het separate elastisch trillingsgedrag van de zwakste gevel

Voor de berekening van de toelaatbare referentie waarde dienen deze ontwerp respons versnellingen via het elastisch respons spectrum en de van toepassing zijnde veiligheidsfactoren op de belasting terug vertaald te worden.
Zowel het elastisch respons spectrum voor de geïnduceerde aardbevingen in Groningen als de te hanteren veiligheidsfactoren conform overeenkomstig te hanteren herhalingstijden zijn nog niet gedefinieerd.

Om niettemin een indicatie te geven van de orde grootte van deze toelaatbare effectieve referentiewaarden van de horizontale piek grondversnelling wordt het voorlopig slechts ingeschatte responsspectrum uit hoofdstuk 2 t/6 gebruikt in combinatie met belastingfactoren conform EN 1998, belasting in 2 richtingen en 1% demping. Bij het metselwerk zijn de waarden gebaseerd op een importance factor 1, demping van 5% en belasting in alleen de zwakke richting.
De resulterende indicatieve waarden staan samengevat in Tabel 7.2

Tabel 7.2 Indicatieve waarden voor de effectieve referentiewaarden van de horizontale piek grondversnelling op basis van ingeschat respons spectrum, belastingfactoren conform EN 1998, belasting in 2 richtingen en 1% demping. Bij het metselwerk zijn de waarden gebaseerd op een importance factor 1, demping van 5% en belasting in alleen de zwakke richting.

constructie	$a_{g;eff}$ **[m/s2]**	**Opmerking**
windturbine	5.7	Vloei voet mast beschouwd
hoogspanningsmast	1.2	Wind ontwerpbelasting gebruikt als maat voor ontwerpsterkte
Zendmast	6.1	Wind ontwerpbelasting gebruikt als maat voor ontwerpsterkte
verdeelstation	1.4 – 3.5	Alleen ontwerpsterkte voor bezwijken staander beschouwd. Met kortsluitkracht: 1.4 m/s^2 Zonder kortsluitkracht: 3.5 m/s^2
metselwerk	0.6	Gebaseerd op het separate elastisch trillingsgedrag van de zwakste gevel

8 Aanbevelingen:

De quick scans zijn gebaseerd op de vereenvoudigde lateral force methode in combinatie met de het elastisch respons spectrum.

- Ofschoon verder in het algemeen conservatisme is ingebracht, is de lateral force methode zelf niet per definitie conservatief. Met name voor constructies met een hoge trillingstijd voor de eerste frequentie (bijvoorbeeld de windmolen), kunnen ook hogere trillingsmodes dan alleen de eerste nog significante bijdragen leveren aan de belastingen. Het verdient dus aanbeveling om voor elk van de constructies een dynamische analyse uit te voeren op basis van het respons spectrum met in achtname van voldoende eigentrillingen of een tijdsdomein analyse met behulp van een representatieve set tijdssignalen.
- Het uitvoeren van een fysisch niet-lineaire berekening leidt zeer waarschijnlijk tot een hogere ductiliteitsfactor en daarmee tot een hogere toelaatbare horizontale piekgrondversnelling.
- Nader analyse van de metselwerkconstructie is gewenst. Daarbij dienen zowel de krachtswerking en samenwerking binnen de constructie als ook het fysisch niet lineaire gedrag onderzocht te worden. Kwantificering van deze effecten leidt tot hogere toelaatbare horizontale versnellingen.
- Het verdiend aanbeveling om gescheurd metselwerk te modelleren, aangezien veel van het metselwerk in Groningen reeds gescheurd is. Enerzijds leidt dit tot mogelijk hogere toelaatbare piek grondversnellingen, aangezien de eigenfrequenties dan lager zijn en de vergroting in het respons spectrum kleiner. Anderzijds moet dit dan wel gecombineerd worden met de juiste sterkte van het gescheurde metselwerk.
- In deze studie zijn de combinaties met andere belastingen niet beschouwd. Aanbeveling is dit alsnog te uit te voeren. Dit levert een mogelijk ongunstig effect op.
- Grond constructie interactie is niet meegenomen. Dit kan leiden tot aanzienlijke bijstelling van de toelaatbare versnellingen en andere faalmechanismes zoals bezwijken van grond en/of funderingen. Het verdient daarom aanbeveling om dit verder te toetsen met een geschikte modellering, b.v. middels PLAXIS of DIANA.
- De studie is uitgevoerd op 5 specifieke constructies. De resultaten zijn daarom indicatief en niet maatgevend voor de gehele populatie.

9 Ondertekening

Delft, 27-06-2013

M.D. Stamm Ir. J.H. Paulissen Ir. H. Burggraaf Dr.ir. S. Miraglia Ir. W. van Kanten-Roos Dr.ir. R.D.J.M. Steenbergen Dr.ir. W.M.G. Courage	Ir. J.M.J. Oostvogels
Afdelingshoofd	Auteurs

Toetser,

Dr ir. W.M.G. Courage

10 Referenties

Ref [1]
Offerte van TNO aan Deltares, juni 2013, 6 pag.
"Quick scan kritieke infrastructuur"

Ref [2]
Nederlandse norm NEN-EN 1998-1
Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constucties
Deel 1: Algemene regels, seismische belastingen en regels voor gebouwen
Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance -
Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

Ref [3]
Nederlandse norm NEN-EN 1998-6, 47 pag.
Eurocode 8 - Ontwerp en berekening van aardbevingsbestendige constructies
Deel 6: Torens, masten en schoorstenen

Ref [4]
Mail met gegevens "mid size" windturbine
dd. 12 juni 2013, van Henk.Kruse@deltares.nl aan Raphael.Steenbergen@tno.nl

Ref [5]
Mailcorrespondentie gegevens masten
Dd. 13 juni 2013 van Hylco.Hoekstra@tennet.eu aan Mandy.Korff@deltares.nl

Ref [6]
Tekeningenpakket uit 1994 van AGO
380 kV-lijn Eemshaven - Meeden
Tek 61063, Masttype S+34, in te storten randen, 23718-62-230
Tek 61064, Masttype S+34, onderstuk, 23718-62-231
Tek 61065, Masttype S+34, hor. pootverband, 23718-62-232
Tek 61066, Masttype S+34, 1e tussenstuk, 23718-62-233
Tek 61067, Masttype S+34, 2e tussenstuk, 23718-62-234
Tek 61068, Masttype S+34, 3e tussenstuk, 23718-62-235
Tek 61069, Masttype S+34, 48 tussenstuk, 23718-62-236
Tek 61070, Masttype S+34, 58 tussenstuk, 23718-62-237
Tek 61071, Masttype S+34, 68 tussenstuk, 23718-62-238
Tek 61072, Masttype S+34, Hor. verbanden, 23718-62-239
Tek 61073, Masttype S+34, Bovenstuk, 23718-62-240
Tek 61074, Masttype S+34, Ondertraverse, 23718-62-241
Tek 61075, Masttype S+34, Middentraverse, 23718-62-242
Tek 61076, Masttype S+34, Boventraverse, 23718-62-243
Tek 61136, Masttype S+34, Ladderafsteuningen, 23718-62-245
Tek 61137, Masttype S+34, Plan ladder, 93052-246
Tek 61134, Masttype S+34, Ladder afsteuningen, 23718-62-252
Tek 61138, Masttype S+34, Ladderafsteuningen + bordessen, 23718-62-253

Ref [7]
Informatie hoofdrailsteun:
Statische berekening, berekening 033 – hoofdrailsteun, Bartels, 11-01-2011
Tekening BOUWTEEN 420kV HOOFDRAIL STEUN, 13-12-2010
Tekening BOUWTEEN 420kV STEUNIOLATOR PCC-C21-1800 KLASSE 4, 08-12-2010
Tekening BOUWTEEN 420kV HOOFDRAILSTEUN STAALTEKENING, 01-03-2011

Ref. [8]
Statische Ontwerp Berekening; 52,50 meter vakwerkmast ten behoeven van ITO antenne systeem", Netwerk Bouw BV / Mobiel, Apeldoorn, 22 juni 2001.

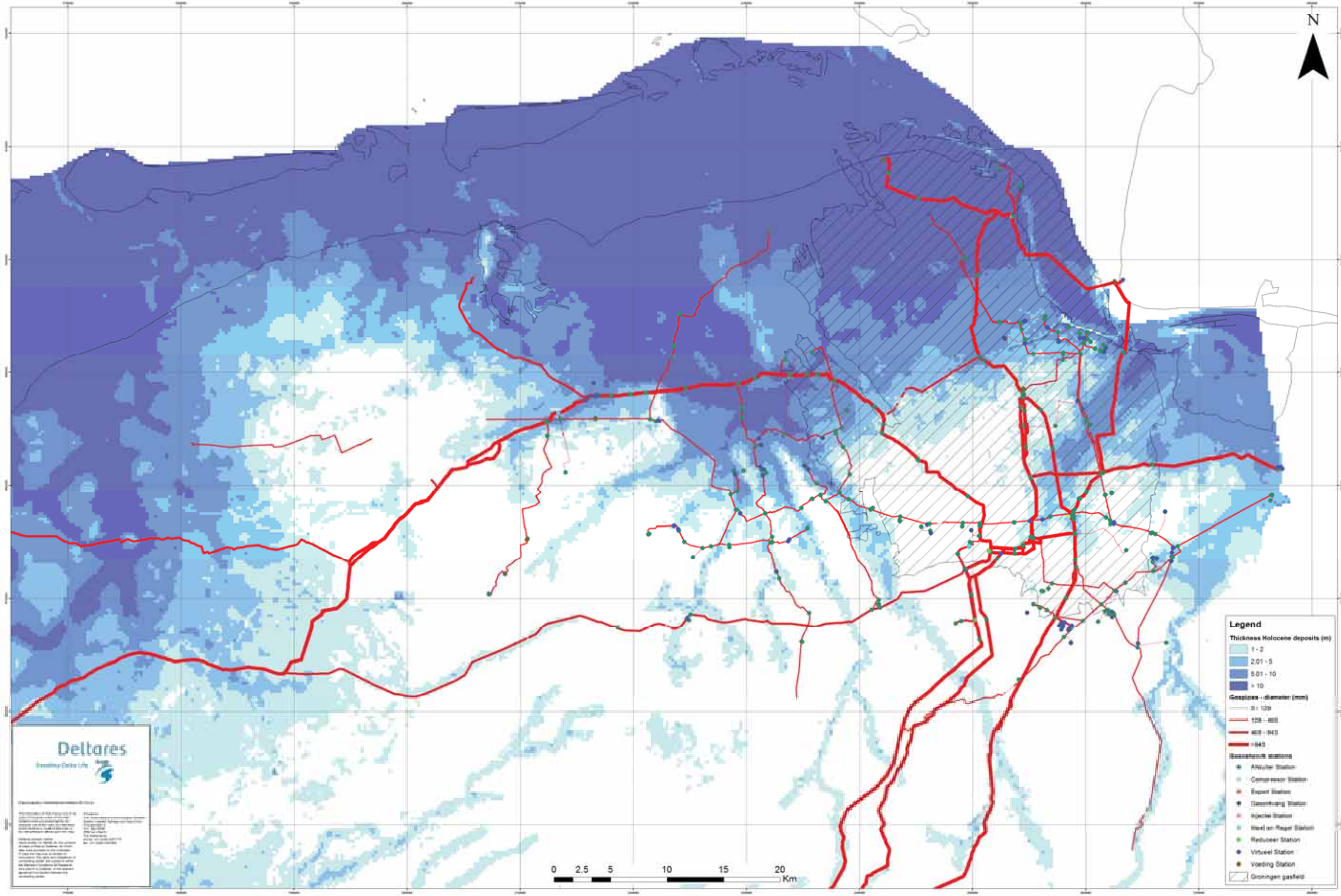
Ref. [9]
Constructieberekeningen gasontvangststation Haaren. 22-11-2012. Enexis.

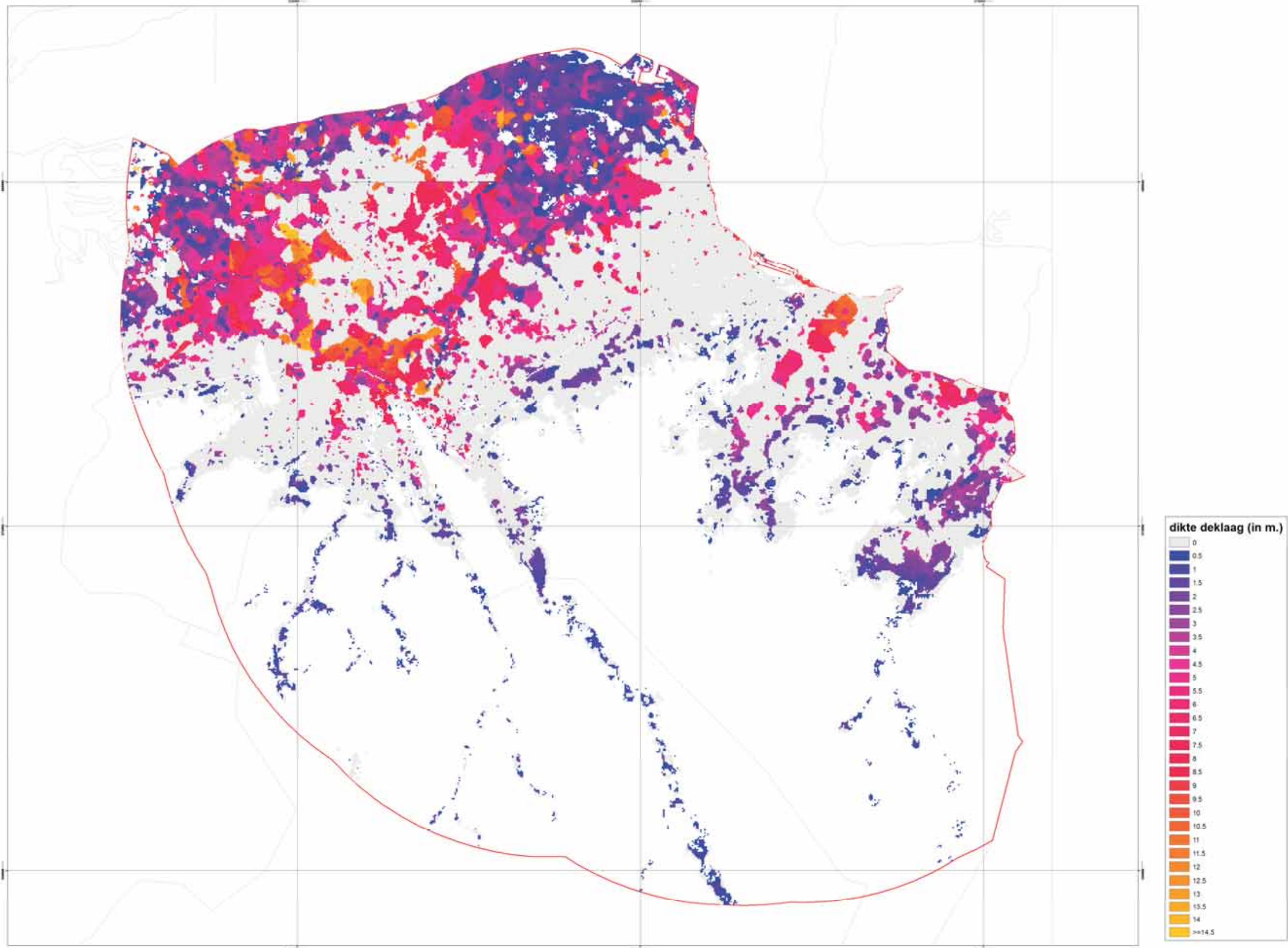
Ref. [10]
Augenti N. Il calcolo sismico degli edifici in muratura, Utet. Torino 2004.

Ref. [11]
Degee H., Denoel V., Candeias., Campos Costa A., Coelho E., Experimental Investigation on the seismic behaviour of north European masonry houses, proc. 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sismica, Porto, Portugal, 2007.

Normen:
EN 1998, NEN-EN 1996-1-1, NEN 6790.

E Kaarten met ondergrondinformatie


Thickness holocene deposits
N
Deltares
Legend
Thickness Holocene deposits (m)
1 - 2
2.01 - 5
5.01 - 10
> 10
Reduceer Station
Virtueel Station
Voeding Station
Groningen gasfield
0
2.5
5
10
15
20
Km


dikte deklaag (in m.)
0
0.5
1
1.5
2
2.5
3
3.5
4
4.5
5
5.5
6
6.5
7
7.5
8
8.5
9
9.5
10
10.5
11
11.5
12
12.5
13
13.5
14
>=14.5


Pieterburenwad
Landaanwinning
Gemeente De Marne
Linthorst Homanpolder
Noordpolder
Gemeente Winsum
Pieterburen
Warfhuizen
Broek
Eenrum
Kaakhorn
Mensingeweer
Den Andel
Baflo
Boringen
L1 Leem 2 - <63 mu
Z2 ZF 63 - <150 mu
Z3 ZM 150 - <300 mu
Z4 ZG 300 - <2000 mu
G5 Grind >2000 mu
Referentiehoogte
noordelijk deel: 9.50 m
zuidelijk deel: 26.00 m
Legenda Stippen
TOP
L-1
Z-2
Z-3
Z-4
G-5
LAAG

Sonderingen

Referentiehoogte
noordelijk deel: 8.50 m
zuidelijk deel: 21.00 m

Legenda Stippen

Pieterburenwad
Landaanwinning
Linthorst-Homanpolder
Noordpolder
Gemeente De Marne
Gemeente Winsum
Pieterburen
Westernieland
Den Andel
Saaxumhuizen
Nijenklooster
Broek
Baflo
Rasquert



Boringen

L1	Leem	2 - <63 mu
Z2	ZF	63 - <150 mu
Z3	ZM	150 - <300 mu
Z4	ZG	300 - <2000 mu
G5	Grind	>2000 mu

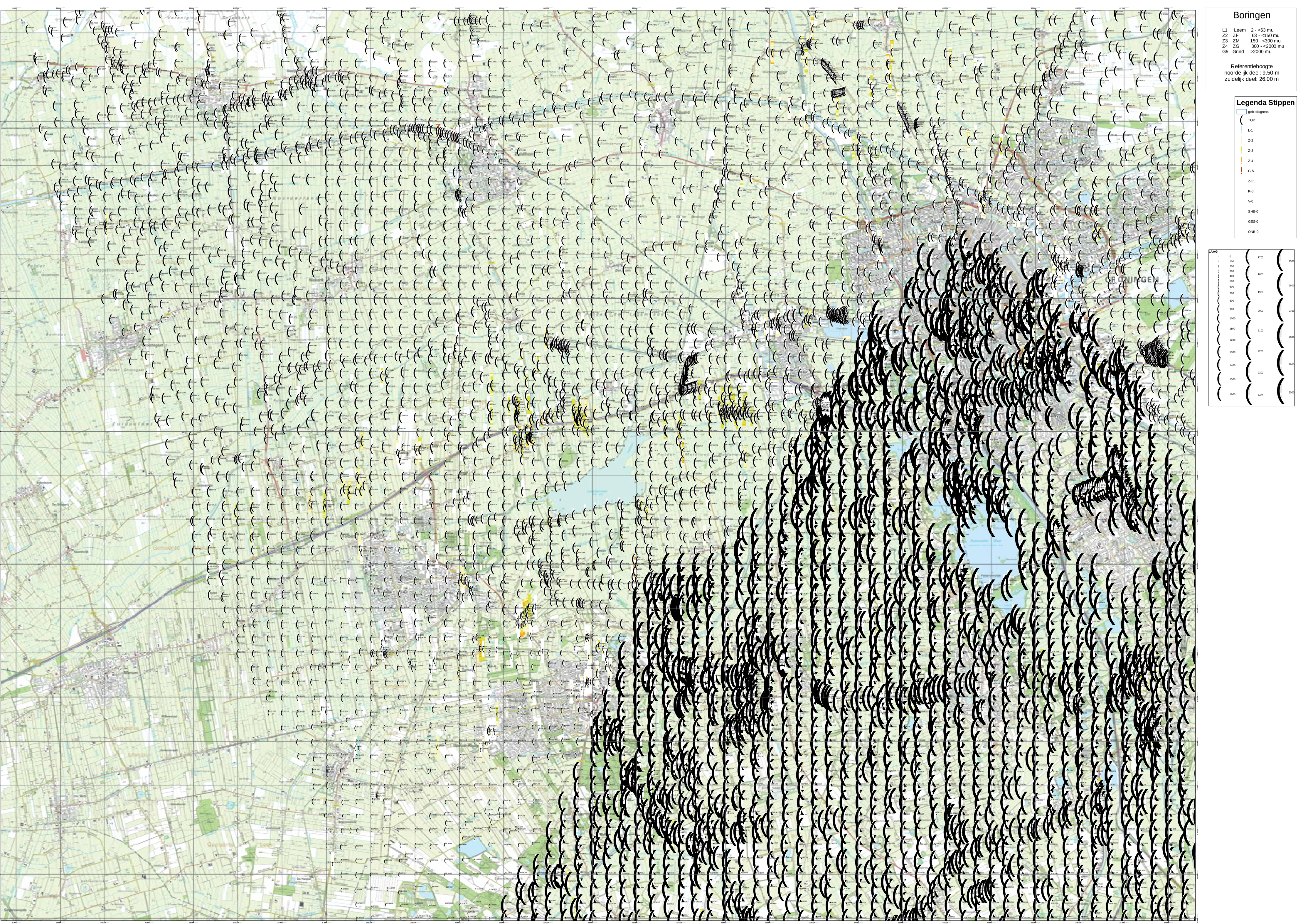
Referentiehoogte
noordelijk deel: 9.50 m
zuidelijk deel: 26.00 m

Legenda Stippen

gebiedsgrens
TOP
L-1
Z-2
Z-3
Z-4
G-5
Z-PL
K-0
V-0
SHE-0
GES-0
ONB-0

LAAG

0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
1100
1200
1300
1400
1500
1600
1700
1800
1900
2000
2100
2200
2300
2400
2500
2600
2700
2800
2900
3000


Boringen
L1 Leem 2 - <63 mu
Z2 ZF 63 - <150 mu
Z3 ZM 150 - <300 mu
Z4 ZG 300 - <2000 mu
G5 Grind >2000 mu
Referentiehoogte
noordelijk deel: 9.50 m
zuidelijk deel: 26.00 m
Legenda Stippen
gebiedsgrens
TOP
L-1
Z-2
Z-3
Z-4
G-5
Z-PL
K-0
V-0
SHE-0
GES-0
ONB-0
LAAG

Boringen

L1	Leem	2 - <63 mu
Z2	ZF	63 - <150 mu
Z3	ZM	150 - <300 mu
Z4	ZG	300 - <2000 mu
G5	Grind	>2000 mu

Referentiehoogte
noordelijk deel: 9.50 m
zuidelijk deel: 26.00 m

Legenda Stippen

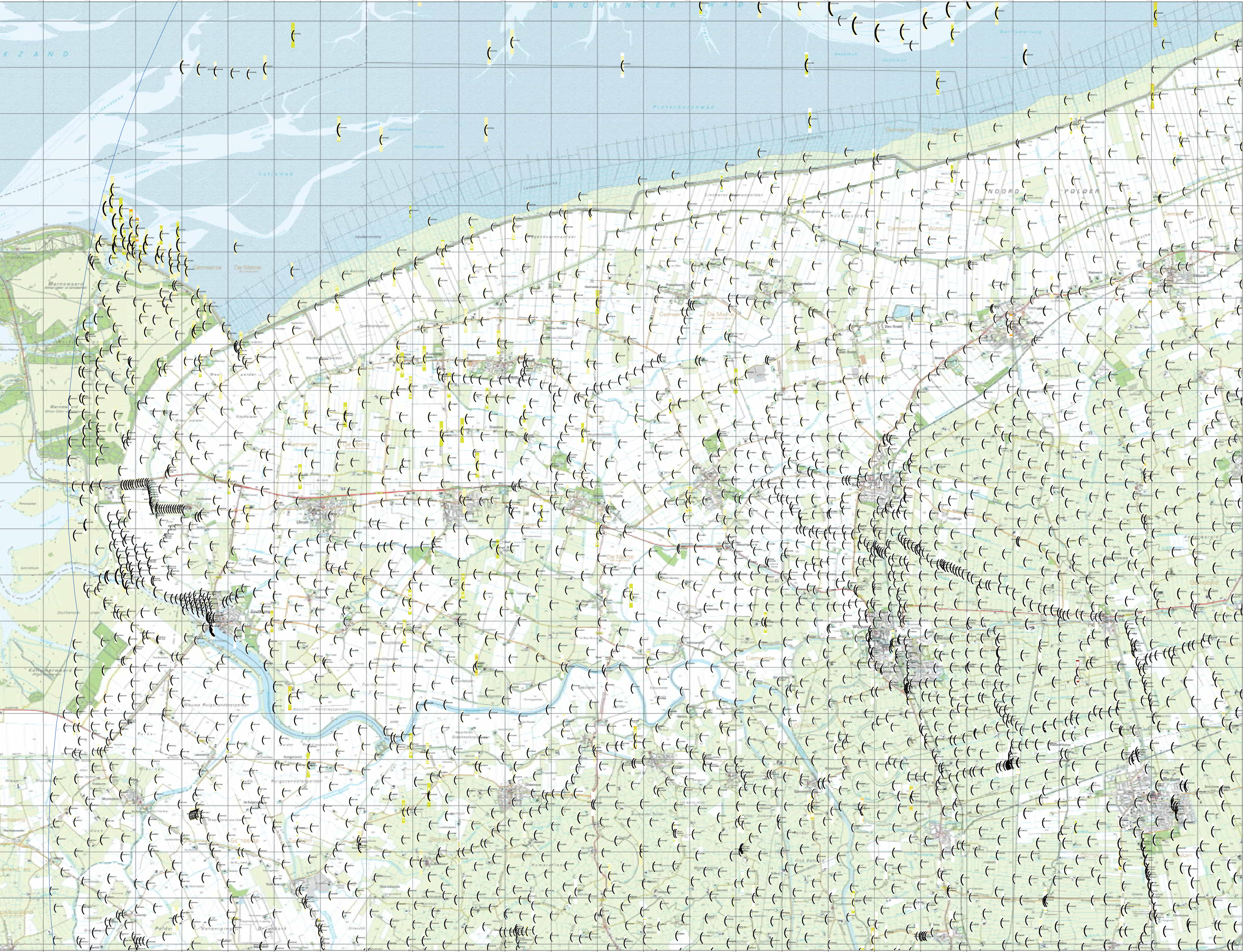
gebiedsgrens
TOP
L-1
Z-2
Z-3
Z-4
G-5
Z-PL
K-0
V-0
SHE-0
GES-0
ONB-0

LAAG

0, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500, 1600

1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400

2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000



Boringen

L1	Leem	2 - <63 mu
Z2	ZF	63 - <150 mu
Z3	ZM	150 - <300 mu
Z4	ZG	300 - <2000 mu
G5	Grind	>2000 mu

Referentiehoogte
noordelijk deel: 9.50 m
zuidelijk deel: 26.00 m

Legenda Stippen

- gebiedsgrens
- TOP
- L-1
- Z-2
- Z-3
- Z-4
- G-5
- Z-PL
- K-0
- V-0
- SHE-0
- GES-0
- ONB-0

LAAG
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
1100
1200
1300
1400
1500
1600
1700
1800
1900
2000
2100
2200
2300
2400
2500
2600
2700
2800
2900
3000

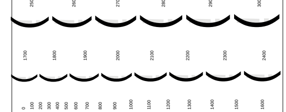
Sonderingen

L1	Leem	2 - <63 mu
Z2	ZF	63 - <150 mu
Z3	ZM	150 - <300 mu
Z4	ZG	300 - <2000 mu
G5	Grind	>2000 mu

Referentiehoogte
noordelijk deel: 8.50 m
zuidelijk deel: 21.00 m

Legenda Stippen

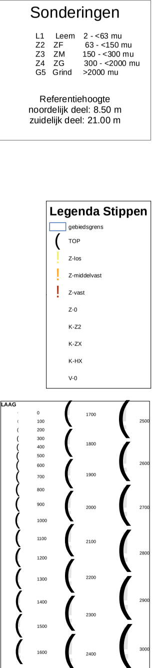
- gebiedsgrens
- TOP
- Z-los
- Z-middelvast
- Z-vast
- Z-0
- K-Z2
- K-ZX
- K-HX
- V-0



Sonderingen

L1	Leem	2 - <63 mu
Z2	ZF	63 - <150 mu
Z3	ZM	150 - <300 mu
Z4	ZG	300 - <2000 mu
G5	Grind	>2000 mu

Referentiehoogte
noordelijk deel: 8.50 m
zuidelijk deel: 21.00 m



Sonderingen

L1	Leem	2 - <63 mu
Z2	ZF	63 - <150 mu
Z3	ZM	150 - <300 mu
Z4	ZG	300 - <2000 mu
G5	Grind	>2000 mu

Referentiehoogte
noordelijk deel: 8.50 m
zuidelijk deel: 21.00 m

Legenda Stippen

- gebiedsgrens
- TOP
- Z-los
- Z-middelvast
- Z-vast
- Z-0
- K-Z2
- K-ZX
- K-HX
- V-0

LAAG

0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500 1600

1700 1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400

2500 2600 2700 2800 2900 3000

Sonderingen

L1 Leem 2 - <63 mu
Z2 ZF 63 - <150 mu
Z3 ZM 150 - <300 mu
Z4 ZG 300 - <2000 mu
G5 Grind >2000 mu

Referentiehoogte
noordelijk deel: 8.50 m
zuidelijk deel: 21.00 m

Legenda Stippen

gebiedsgrens
TOP
Z-los
Z-middelvast
Z-vast
Z-0
K-Z2
K-ZX
K-HX
V-0

